



UNIVERSITÀ DI PISA
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile V.O.
Indirizzo Idraulica

TESI DI LAUREA

PROGETTO DI SISTEMAZIONE DEL BACINO DI
BONIFICA “VIAREGGIO SUD”

Relatori:

Prof. Ing. Valerio Milano

Dott. Ing. Carlo Viti

Candidato:

Enzo Trupia

ANNO ACCADEMICO 2006-2007

Ai miei genitori

SOMMARIO

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 NORMATIVE E CARTOGRAFIE	2
<i>1.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO</i>	<i>2</i>
<i>1.2 CARTOGRAFIE DI RIFERIMENTO</i>	<i>6</i>
CAPITOLO 2 ANALISI CONOSCITIVA	8
<i>2.1 DESCRIZIONE DEL BACINO</i>	<i>9</i>
<i>2.1.1 Condizioni climatiche della zona</i>	<i>10</i>
<i>2.1.2 Caratteristiche geomorfologiche e litologiche</i>	<i>11</i>
<i>2.1.3 Aspetti idraulici del bacino</i>	<i>12</i>
<i>2.1.4 Condizione dei canali</i>	<i>13</i>
<i>2.2 IPOTESI PROGETTUALE</i>	<i>14</i>
CAPITOLO 3 STUDIO PLUVIOMETRICO E IDROLOGICO	16
<i>3.1 STUDIO PLUVIOMETRICO</i>	<i>16</i>
<i>3.1.1 Distribuzione di Gumbel applicata al campione di dati</i>	<i>17</i>
<i>3.1.2 Distribuzione GEV applicata al campione di dati</i>	<i>20</i>
<i>3.1.3 Test χ^2 di verifica statistica e scelta della distribuzione</i>	<i>27</i>
<i>3.1.4 Determinazione della curva di possibilità pluviometrica</i>	<i>31</i>
<i>3.2 STUDIO IDROLOGICO</i>	<i>33</i>
<i>3.2.1 Metodo del CN per la determinazione della pioggia netta</i>	<i>33</i>
<i>3.2.2 Applicazione del metodo CN al bacino</i>	<i>37</i>

CAPITOLO 4	TRACCIAMENTO RETE DI PROGETTO	38
4.1	<i>RETE IDRAULICA DI PROGETTO</i>	38
4.2	<i>AREE SCOLANTI</i>	39
CAPITOLO 5	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE	42
5.1	<i>CENNI SUI TIPI DI BONIFICA</i>	42
5.2	<i>CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLE RETI BONIFICA</i>	43
5.3	<i>STIMA DI FRANCHI</i>	45
5.4	<i>COEFFICIENTI DI AFFLUSSO E DEFLUSSO NELLE BONIFICHE</i>	46
5.5	<i>DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DEI COLLETTORI</i>	47
5.5.1	<i>Influenza della vegetazione nei canali</i>	50
5.6	<i>METODO DELL'INVASO</i>	50
5.6.1	<i>Determinazione del coefficiente udometrico</i>	55
5.6.2	<i>Estensione del metodo dell'invaso alle reti di bonifica</i>	57
5.6.3	<i>Valutazione del volume dei piccoli invasi</i>	58
5.6.4	<i>Osservazioni sull'applicazione del metodo dell'invaso</i>	59
5.6.5	<i>Dimensionamento dei collettori della rete</i>	59
CAPITOLO 6	VERIFICA IDRAULICA DEI COLLETTORI	69
6.1	<i>DESCRIZIONE DEL SOFTWARE HEC-RAS 3.1.3</i>	69
6.1.1	<i>Basi teoriche del programma</i>	69
6.1.2	<i>Applicazione del programma al bacino di studio</i>	73
6.2	<i>RISULTATI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE</i>	74
6.2.1	<i>Bacino Trogola-Berlinda</i>	75
6.2.2	<i>Bacino Trogola-Berlinda</i>	77
6.2.3	<i>Bacino Trogola-Fosso delle Carbonaie</i>	78
6.2.4	<i>Bacino Guidario-Matelli</i>	80

6.2.5	<i>Bacino Fontanella</i>	82
6.2.6	<i>Bacino Fiaschetta</i>	84
6.2.7	<i>Bacino Trogola-Zucchi</i>	85
CAPITOLO 7 INTERVENTI STRUTTURALI		87
7.1	<i>GENERALITÀ SUI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO</i>	87
7.2	<i>GENERALITÀ SULLA TECNICA DELLO SPINGITUBO</i>	90
7.3	<i>INTERVENTI STRUTTURALI PRINCIPALI</i>	91
7.3.1	<i>Collegamento Fosso Matelli con il Fosso Guidario</i>	91
7.3.2	<i>Attraversamenti dei rilevati autostradali</i>	92
CONCLUSIONI		94
ALLEGATI		95
BIBLIOGRAFIA		102

TAVOLE

- 1. Reticolo idraulico del bacino**
- 2. Aree scolanti parziali**
- 3. Parametri CN del bacino**

INTRODUZIONE

Il presente lavoro considera le problematiche idrauliche presenti nel bacino di bonifica “Viareggio sud”. La suddetta area è delimitata dai canali Burlamacca e Bufalina, che attraversano rispettivamente i centri urbani di Viareggio e Torre del Lago Puccini, dal Lago di Massaciuccoli (canale Quindici) e dal mare, e si estende per una superficie di circa 2100 ha.

In particolare sono stati studiati i fossi che recapitano nel lago, nel canale Quindici e nel canale Burlamacca, questi ultimi attraverso le condotte della fognatura bianca del centro urbano di Viareggio.

Tale area è caratterizzata da pendenze bassissime e da lunghezze di fossi elevate, causando un difficile e lento smaltimento delle acque con diverse zone di ristagno dovute a pendenze del fondo irregolari.

Il lavoro è stato sviluppato nelle seguenti fasi:

- Raccolta dei dati geomorfologici, pluviometrici e di uso del suolo
- Studio pluviometrico e idrologico del bacino
- Ipotesi progettuale di suddivisione del bacino in diversi sottobacini
- Dimensionamento dei fossi mediante il metodo dell’invaso
- Verifica idraulica dei fossi mediante il programma HEC-RAS dell’U.S. Army Corps of Engineers
- Interventi strutturali

CAPITOLO 1 NORMATIVE E CARTOGRAFIE

1.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il termine di bonifica è un termine che proviene dal passato, (dal latino “bonum facere”, cioè “fare bene”, “rendere buono”) ma che oggi indica un complesso di attività di manutenzione ed esercizio della rete di canali e opere di bonifica affidate ai Consorzi che sono finalizzate alla difesa idraulica con l’allontanamento delle acque meteoriche in eccesso, alla derivazione e distribuzione dell’acqua ai fini irrigui, oltre che alla difesa del suolo e alla valorizzazione del territorio.

Prima della costituzione dello Stato Italiano la legislazione vigente riservava spazi limitati all'intervento pubblico in materia di bonifica idraulica, essendo prevalente la concezione meramente privatistica dell'istituto consortile. In tale contesto tutte le attività di tipo consortile furono lasciate alla libera iniziativa degli stessi proprietari dei terreni da bonificare, i quali intervenivano singolarmente o con associazioni di carattere provvisorio.

La prima norma che, sia pure in modo sommario regolamentava l'istituto consortile, ignorato dal precedente codice Napoleonico e da quello Albertino, compare nel Codice Civile del 1865, art. 657 disponendo che "Coloro che hanno interesse comune nella derivazione e nell'uso dell'acqua, e nella bonificazione e nel prosciugamento dei terreni, possono riunirsi in consorzio al fine di provvedere all'esercizio, alla conservazione e alla difesa dei loro diritti. L'adesione degli interessati e il regolamento del Consorzio debbono risultare da scritto".

Successivamente le leggi speciali emanate in materia di bonifica delinearono meglio la figura del Consorzio orientandosi verso la natura pubblicistica di questo ente in virtù dell'interesse pubblico che la bonifica

realizza con il risanamento igienico delle terre paludose e con la trasformazione delle strutture agricole. Significativa in tale senso fu la Legge 25.6.1882 n°269, nota come "Legge Baccarini", che rese possibile l'intervento dello Stato per l'esecuzione di bonifiche di prima categoria e cioè delle opere ed attività dirette ad un grande miglioramento igienico o agricolo del territorio.

È importante rilevare che la Legge Baccarini per la prima volta poneva il problema della personalità giuridica dei Consorzi, implicita nella affermazione della loro capacità di stare in giudizio ed imporre tributi ai propri consorziati con i privilegi consentiti allo Stato. Leggi successive (4.7.1886, n°3962; 6.8.1893, n°236; 18.6.1899, n°236; Testo Unico 22.3.1900, n°195) stabilirono che l'esecuzione delle opere di bonifica di prima categoria potesse essere affidata in concessione anche a favore dei Consorzi dei proprietari, delle Province e dei Comuni interessati. In virtù di tale norma ai Consorzi concessionari delle opere di bonifica di prima categoria veniva riconosciuta non solo personalità giuridica ma anche veste di vero e proprio ente pubblico.

Con il Testo Unico 22.3.1900, n°195 ed il successivo Regolamento di attuazione approvato con R.D.L. 8.5.1904, n°368, tuttora in vigore, risultò ampliato il concetto di bonifica giacché accanto alla bonifica idraulica furono considerate le opere riguardanti le strade di comunicazione interessanti il territorio bonificato, i lavori di arginatura dei fiumi e dei torrenti ed i lavori di rimboschimento dei bacini montani, purché collegati alle opere di bonifica.

In seguito vennero emanati due ulteriori atti legislativi, il D.L. 18.8.1918, n°1255 ed il Testo Unico approvato con R.D. 30.12.1923, n°3256, i quali precisarono ulteriormente le modalità di costituzione dei Consorzi, i loro compiti e i criteri di classifica delle opere di bonifica.

Con il Testo Unico approvato con R.D. 13.2.1933, n°215, che tuttora rappresenta la Legge fondamentale in materia di bonifica, fu ordinata organicamente e sistematicamente tutta la legislazione riguardante lo specifico settore. In particolare fu introdotto per la prima volta nell'ordinamento italiano

un regime giuridico unitario per quel insieme di interventi, definiti di bonifica integrale, costituiti da tutte le opere pubbliche e private aventi finalità di difesa, tutela e valorizzazione del territorio (opere di sistemazione idraulica, opere di scolo, drenaggio, dighe di ritenuta, casse di espansione, opere di utilizzazione delle acque a fini irrigui). Il meccanismo previsto per assicurare l'effettiva realizzazione degli interventi di bonifica fu quello di integrare l'intervento pubblico con l'attività privata.

Allo Stato fu riservata la competenza ad eseguire le opere pubbliche di bonifica mentre i privati erano obbligati ad eseguire le opere private, complementari rispetto alle opere pubbliche e necessarie per la migliore utilizzazione di queste ultime.

I Consorzi di Bonifica vennero espressamente definiti "persone giuridiche pubbliche" e ad essi fu attribuito il potere di imporre contributi alle proprietà consorziate per l'adempimento dei propri fini istituzionali in modo proporzionale al beneficio ricevuto: esecuzione, manutenzione ed esercizio delle opere pubbliche di bonifica (art. 59).

Il Codice Civile del 1942 (artt. 857 e segg.) ha sostanzialmente recepito i criteri ispiratori del R.D. n°215/1933.

L'attività di bonifica ha anche rilievo costituzionale, giacché l'art. 44 della Costituzione configura la bonifica delle terre, seppure nel quadro della disciplina pubblicistica della proprietà terriera, come uno degli strumenti essenziali al fine di conseguire il razionale sfruttamento del suolo e di stabilire equi rapporti sociali nell'agricoltura.

A seguito della istituzione delle Regioni a statuto ordinario il legislatore, con D.P.R. 24.7.1977, n°616, in attuazione della delega contenuta nell'art. 1 della Legge 22.7.1975, n°382, ha provveduto a disciplinare il trasferimento e le deleghe delle funzioni amministrative alle Regioni nelle materie indicate nell'art. 117 della Costituzione, fra le quali figura quella della "agricoltura e foreste" nel cui ambito è compresa la bonifica.

Pertanto attualmente la disciplina dei Consorzi di bonifica e delle opere di bonifica e di miglioramento fondiario rientra nelle competenze regionali.

Recentemente la Legge 18.5.1989, n°183, con la quale è stata attuata la fondamentale disciplina della difesa del suolo, ha ricompreso anche i Consorzi di Bonifica tra i soggetti preposti alla difesa del suolo in relazione alle proprie competenze. Consorzi esplicitamente citati anche nella Legge 5.1.1994, n°36, che dà disposizioni in materia di risorse idriche e nel D.Lgs. 11 maggio 1999, n°152 dove si indica che i Consorzi di Bonifica concorrono alla realizzazione di azioni di salvaguardia ambientale e di risanamento delle acque anche al fine della loro utilizzazione irrigua, della rinaturalizzazione dei corsi d'acqua e della fitodepurazione.

Il quadro normativo è completato dalle Leggi in materia emesse dalle singole regioni.

La Regione Toscana è intervenuta in tema di bonifica con la Legge 5 maggio 1994, n°34, Norme in materia di bonifica, successivamente aggiornata con la Legge Regionale 29.7.2003, n°38, e con la Legge Regionale 27.1.2004, n°3.

Nell'articolo 1 della citata Legge 34/94 viene chiaramente definito il campo di attività della bonifica riconosciuta come un "mezzo permanente finalizzato allo sviluppo, alla tutela e alla valorizzazione delle produzioni agricole, alla regimazione delle acque e alla tutela dell'ambiente e delle sue risorse naturali". La legge, oltre ad individuare il complesso degli interventi finalizzati alla bonifica, stabilisce la necessità di "adeguare, completare e mantenere le opere di bonifica già realizzate" e riconosce la necessità di strumenti previsionali quali i piani generali di bonifica (art. 2). A riguardo gli articoli 8, 9, 10 definiscono i contenuti del piano generale di bonifica, la tipologia delle opere con finalità di bonifica ed infine le procedure di redazione ed approvazione del piano stesso.

Nel capitolo III (Soggetti) e IV (Disciplina dei Consorzi di Bonifica), vengono chiariti i ruoli dei diversi soggetti coinvolti nelle attività di bonifica e stabilita la struttura organizzativa e di autogoverno dei consorzi. In particolare viene stabilito che le funzioni amministrative di competenza regionale in tema di bonifica sono esercitate dalle Province (art. 11). Viene inoltre ribadito il carattere di persona giuridica pubblica dei Consorzi di Bonifica i quali concorrono con la Regione e con gli enti locali a perseguire le finalità della bonifica (art. 12). In particolare, tra altre importanti funzioni, i consorzi formulano le proposte da inserire nel programma regionale di bonifica e provvedono alla progettazione, alla esecuzione in concessione ed alla gestione delle opere pubbliche di bonifica.

La L.R.T. 34/94 è stata aggiornata con la Legge Regionale 29.7.2003, n°38, e con la Legge Regionale 27.1.2004, n°3.

1.2 CARTOGRAFIE DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione del lavoro di tesi sono state molto utili, ed alcune volte indispensabili, Carte e Cartografie prese dai siti internet della Regione Toscana e dell'Autorità di Bacino del Fiume Serchio.

Lo studio dell'andamento altimetrico e della conformazione dell'area è stato realizzato grazie alla Cartografia della Regione Toscana (scala 1:2000), fondamentale anche per progettazione dei profili dei fossi.

L'analisi conoscitiva dell'area è stata agevolata dalle Carte realizzate dall'Autorità di Bacino del Fiume Serchio. Sono state consultate le seguenti Carte:

- *Carta delle aree allagate e/o a pericolosità idraulica del Piano di Bacino Stralcio "Assetto Idrogeologico"*

- *Carta della permeabilità, dei tipi di suolo e dell'infiltrazione potenziale e Carta delle precipitazioni cumulate e delle temperature medie annue (periodo di osservazione 1980-1999) del Piano di Bacino Stralcio "Bilancio idrico del bacino del lago di Massaciuccoli"*

Purtroppo non era disponibile alcun materiale riguardante le sezioni e i profili longitudinali sia dei fossi che dei canali della fognatura bianca. Tale mancanza è stata in parte compensata da rilievi personalmente eseguiti nelle sezioni di maggiore importanza; purtroppo non sempre è stato possibile effettuare la misurazione per l'impossibilità di raggiungere i punti prefissi.

CAPITOLO 2 ANALISI CONOSCITIVA

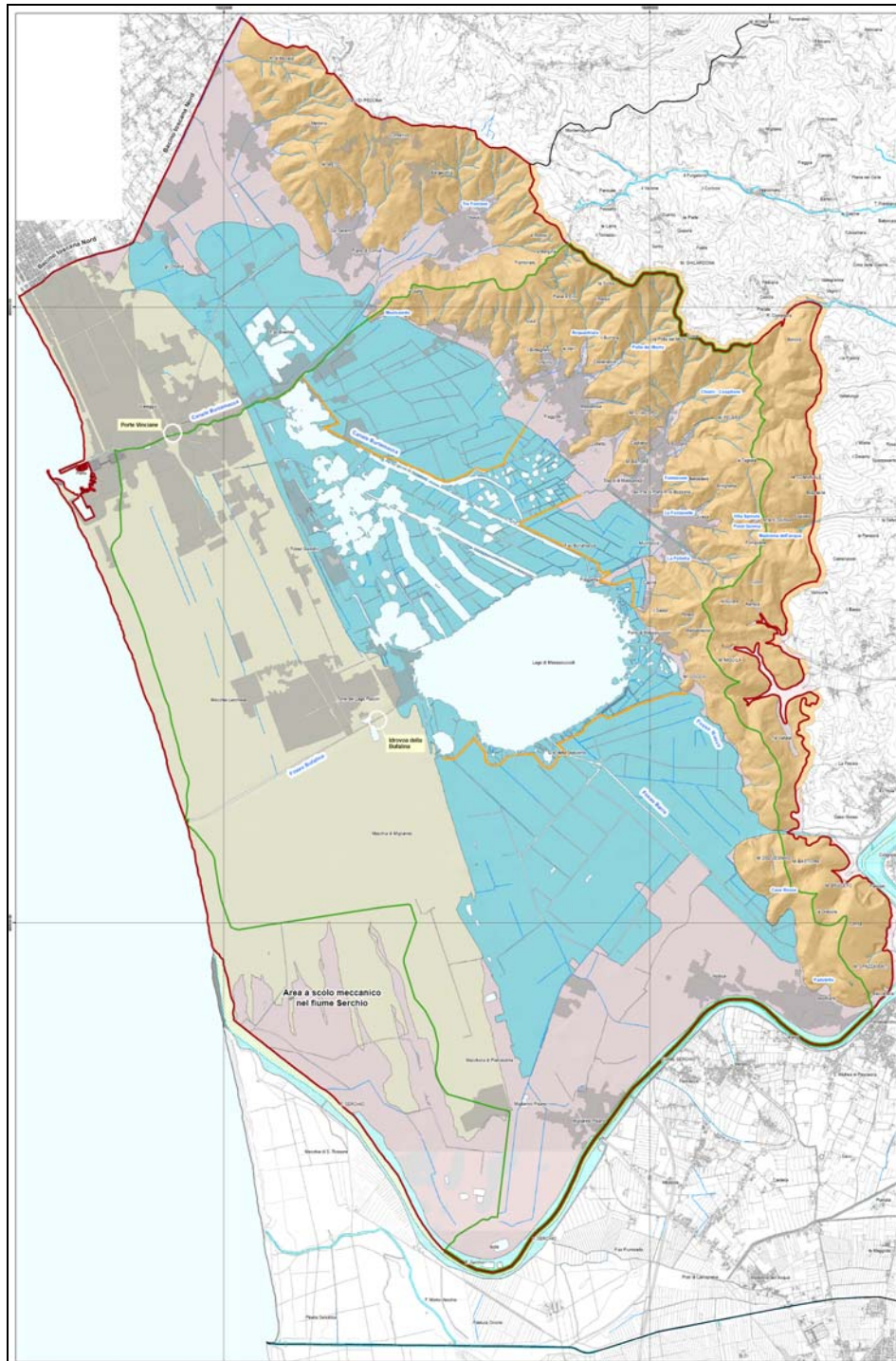


Figura 1 – Delimitazione del bacino del lago di Massaciuccoli

2.1 DESCRIZIONE DEL BACINO

L'area di studio è sita interamente nel comune di Viareggio, sotto la competenza idraulica del Consorzio di Bonifica Versilia-Massaciuccoli. Fa parte del bacino del Lago Massaciuccoli (fig. 1), sotto la giurisdizione dell'Autorità di Bacino del Fiume Serchio. Il bacino è delimitato a nord dal Canale Burlamacca, a sud dal Canale Bufalina, a est dal mare e a ovest dal lago, e precisamente dal Canale Quindici. L'estensione del bacino è di circa 2100 ha.

L'area è densamente antropizzata. Nella parte nord si trova il centro urbano di Viareggio, mentre nella zona sud vi è il centro urbano di Torre del Lago; in località Cotone è presente una zona commerciale; la zona in prossimità della spiaggia è ricoperta da una pineta che fa parte del Parco Regionale Migliarino, San Rossore, Massaciuccoli, mentre nel resto dell'area si svolge prevalentemente attività agricola, anche se vi sono presenti anche residenze turistiche, soprattutto campeggi.

La rete dei fossi principali non è molto densa (sono circa 15 i fossi), e non vi è una suddivisione precisa in sottobacini, sia per il fatto che ci sono molti punti di emissione (soprattutto nel lago), sia per il fatto che i percorsi liquidi si diramano in più punti. Un esempio importante è il Fosso Trogola, che si trova vicino al lago lungo quasi tutto il suo percorso, ed è collegato ad esso tramite diversi fossi (Fosso delle Torbiere, Fosso Berlinda, Fosso delle Carbonaie, Fosso Matelli e Fosso Zucchi).

Alcuni fossi confluiscono nella rete della fognatura bianca dei centri urbani, altri sono una continuazione della fognatura.



Figura 2 – Foto aerea del bacino (Google Earth)

2.1.1 Condizioni climatiche della zona

Il clima della zona è particolarmente mite, con temperature medie annue che si aggirano intorno ai 15,5°C (fig. 3); i mesi estivi hanno temperature medie superiori ai 20°C, mentre quelli invernali sotto i 10°C, con pochi giorni in cui la temperatura scende sotto i 0°C.

I mesi di maggiori piovosità sono generalmente quelli autunnali, che arrivano al 25% circa della piovosità annua totale, la quale si aggira su valori

intorno agli 800-850 mm (fig. 3), anche se alcune annate hanno registrato valori maggiori ai 1000 mm. Le precipitazioni estive invece sono meno frequenti, e si manifestano generalmente con scrosci a carattere temporalesco.

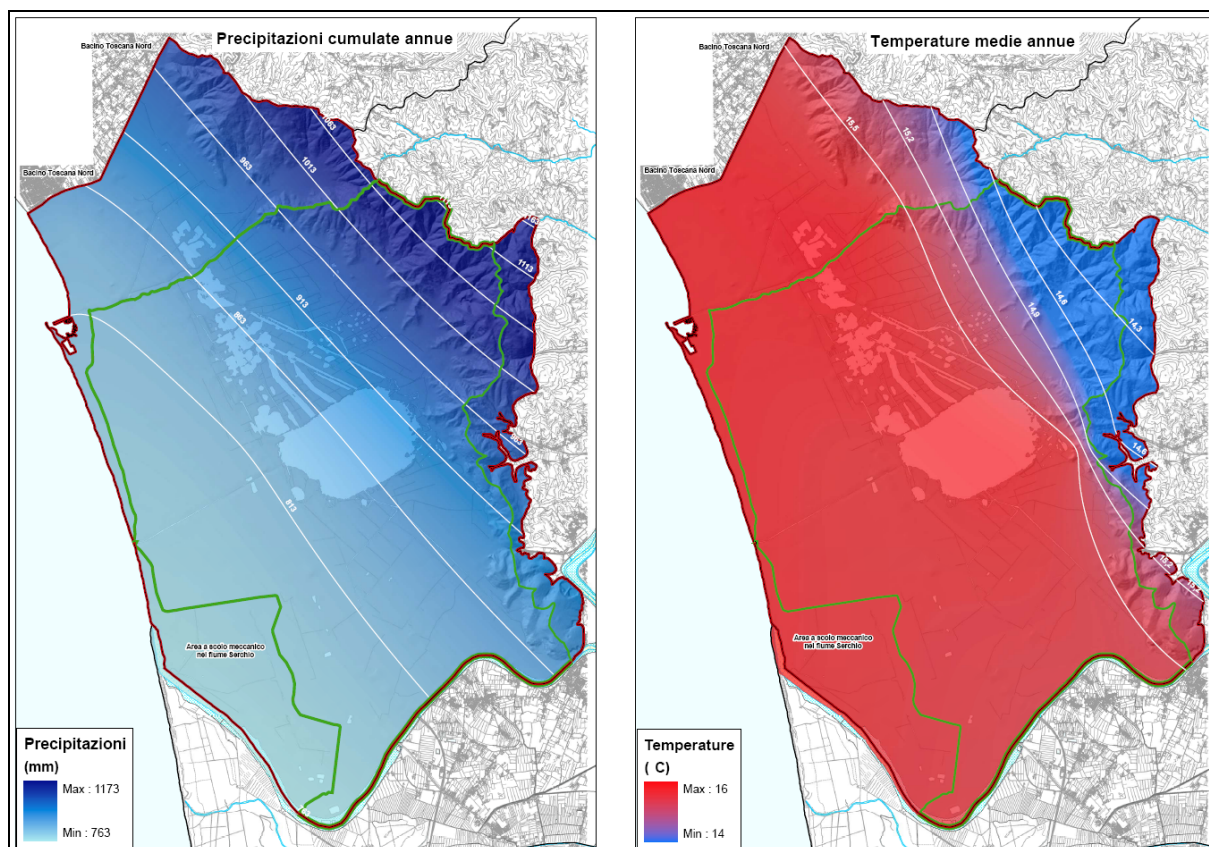


Figura 3 – Carta delle precipitazioni cumulate annue e delle temperature medie annue

2.1.2 Caratteristiche geomorfologiche e litologiche

Il territorio di Viareggio Sud è geologicamente recente, visto che la sua formazione è avvenuta nel periodo dell'olocene.

Il terreno è prevalentemente sabbia media ad elevata permeabilità, anche se in alcune zone della pineta e in prossimità del lago il terreno è argilloso, a bassa permeabilità.

Le pendenze del terreno sono molto basse, per molti tratti quasi nulle, ed i maggiori ostacoli idraulici sono dovuti ai rilevati artificiali, soprattutto ai rilevati

dell'autostrada A12 e dell'Aurelia in prossimità del lago e ai rilevati ferroviari (tratta Viareggio-Pisa e Viareggio-Lucca).

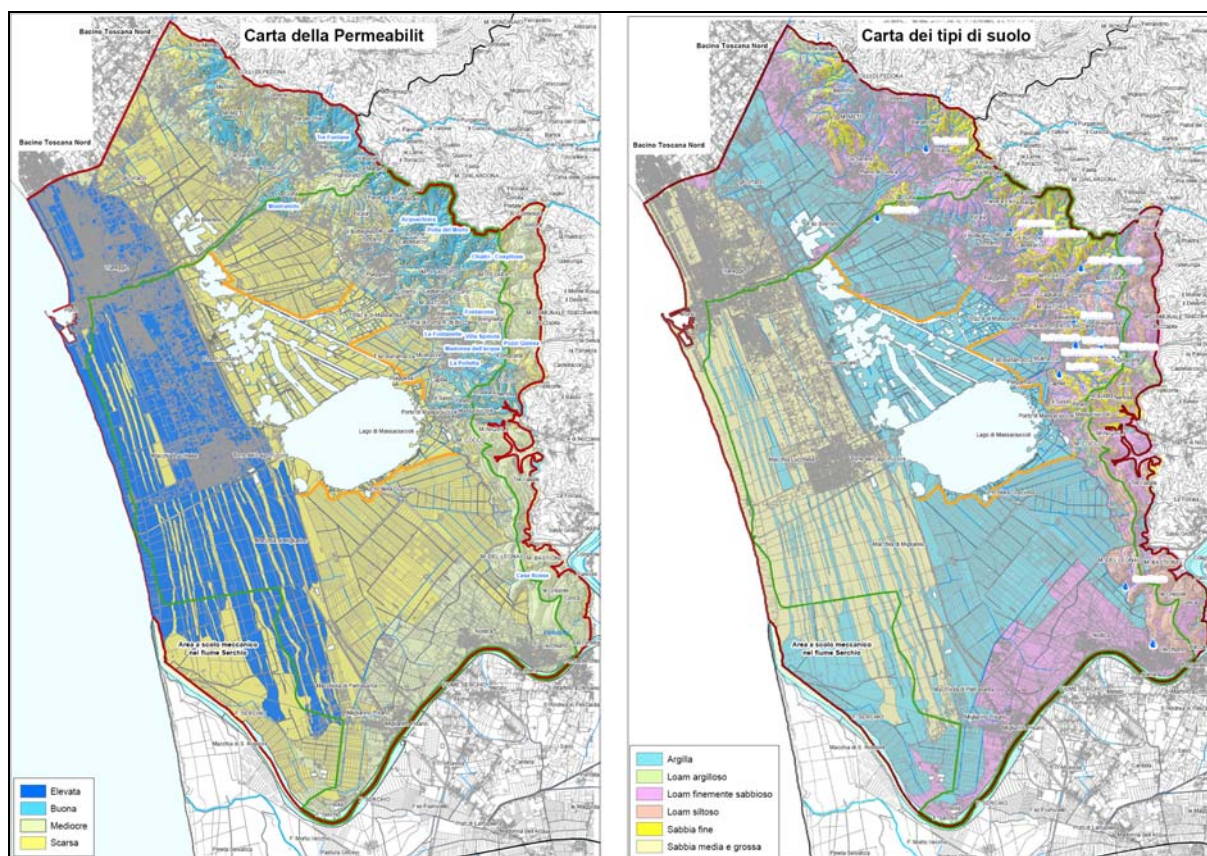


Figura 4 – Carte della permeabilità e dei tipi di suolo

2.1.3 Aspetti idraulici del bacino

La zona del bacino non è di particolare rischio idraulico; solo alcune zone della pineta sono *aree allagate e/o ad alta probabilità di inondazione*, come si può vedere nella Carta in fig. 5.

I problemi maggiori consistono nel lento smaltimento delle acque dei fossi dovuto a numerosi tratti a basse pendenze e a tratti in contropendenza. Infatti alcuni fossi hanno una lunghezza maggiore ai 4 km con dislivelli di pendenza quasi nulli; alcuni esempi sono i fossi Guidario (foto 1), Fontanella (foto 2), Lama Lunga e Fiaschetta.

In più, alcuni dei fossi (Fosso delle Carbonaie, Fosso Matelli) che confluiscono nel lago o che sono ad esso prossimi (Fosso Trogola) hanno quote di fondo inferiori alle quote del livello liquido del lago per molti mesi dell'anno.

Le portate liquide del Fosso di Scolo, del Fosso Fontanella e del Fosso Fiaschetta arrivano sia al Burlamacca che alla Bufalina a causa dell'andamento altimetrico che è maggiore nella zona centrale del bacino.

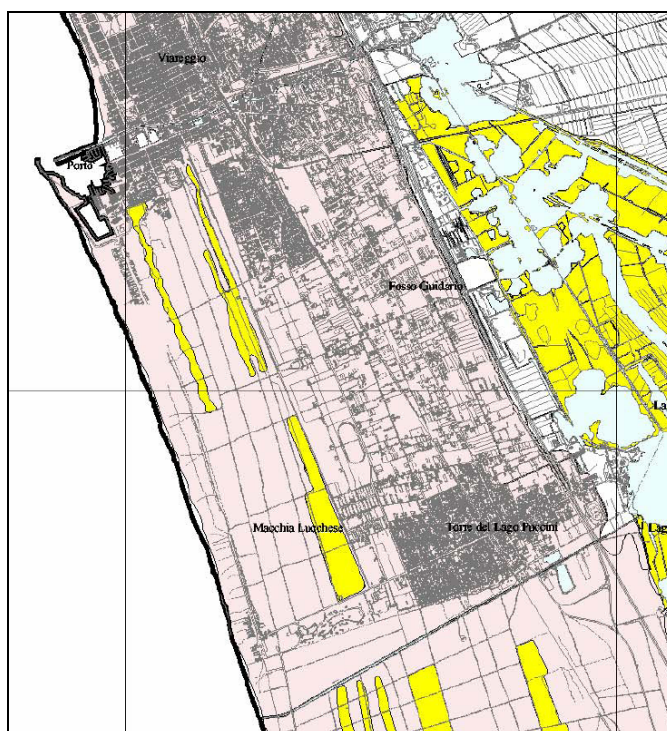


Figura 5 - Particolare della Carta delle aree allagate e/o a pericolosità idraulica

2.1.4 Condizione dei canali

Nel paragrafo precedente è stato puntualizzato il problema delle pendenze poco regolari dei fossi. Questo non è l'unico problema riguardante i fossi.

La manutenzione ordinaria si effettua una volta all'anno intorno al mese di settembre, ovvero prima delle stagioni più piovose; questo lavoro permette di mantenere i fossi in condizioni accettabili. Gli unici fossi che non sono soggetti a manutenzione sono quelli situati nel Parco Regionale di Migliarino, San

Rossore, Massaciuccoli, dove è vietata dall'Ente stesso; i fossi in questione sono il Fosso di Scolo e il Fosso della Padrona, che in effetti giacciono in condizioni pessime, quasi inutili dal punto di vista di deflusso idraulico. Comunque, essi si trovano nella pineta, quindi in una zona a basso rischio idrologico.

Gli altri fossi sono generalmente in condizioni discrete, anche se in molti tratti hanno perso la loro forma originale, con cedimenti a volte notevoli delle sponde.



Figura 6 – Particolari del Fosso della Padrona (foto a sinistra) e del Lama Lunga

2.2 IPOTESI PROGETTUALE

Lo studio verrà fatto sui fossi che recapitano nel lago e nel Burlamacca; infatti, è in fase di attuazione un impianto di sollevamento delle acque che vanno nel Canale Bufalina dal Fosso di Scolo, dal Fosso della Padrona, dalla Fontanella e dalla Fiaschetta.

L'ipotesi progettuale formulata dopo lo studio del bacino consiste nell'effettuare una serie di disconnessioni dei fossi, in modo da creare diversi sottobacini di minori dimensioni con percorsi liquidi più corti rispetto alla situazione attuale, aumentando così dove possibile la pendenza di fondo dei fossi, e sfruttando in tal modo i diversi canali emissari.

Lo scopo è anche di attuare scelte progettuali che non modifichino marcatamente la situazione attuale, mantenendo quasi inalterata la rete di fossi attuale per evitare costi eccessivi.

La progettazione verrà effettuata per piogge con tempo di ritorno di 25 anni mediante il metodo dell'invaso, e quindi verrà verificato il franco di piena con il programma HEC-RAS dell' U.S. Army Corps of Engineers.

Foto 1 – Fosso Guidario



Foto 2 – Fosso Fontanella



CAPITOLO 3 STUDIO PLUVIOMETRICO E IDROLOGICO

3.1 STUDIO PLUVIOMETRICO

Per la determinazione del regime pluviometrico dell'area si sono utilizzati i valori massimi annuali di piogge di durata compresa tra 1 e 24 ore delle stazioni pluviometriche di Torre del Lago e di Viareggio dell'Istituto Idrografico di Pisa; la stazione di Torre del Lago è situata nel bacino studiato, ed ha una serie storica di 41 anni, mentre la stazione di Viareggio è situata fuori dal bacino, ma comunque limitrofa ad esso, e conta una lunghezza storica di 55 anni. Le condizioni climatiche nelle due stazioni sono molto simili, ed infatti i valori di pioggia registrati nelle stazioni sono poco differenti tra loro.

È stato utilizzato il metodo dei topoi per calcolare le aree di competenza di ciascuna stazione; l'area di competenza della stazione di Torre del Lago è di 1400 ha circa, pari al 67% della superficie totale del bacino, mentre quella della stazione di Viareggio è di circa 690 ha, pari al restante 33% della superficie.

I dati di pioggia sono quindi stati elaborati statisticamente per determinare la curva di possibilità climatica utilizzando la distribuzione a due parametri di Gumbel e la distribuzione GEV (General Extreme Value). I parametri della distribuzione di Gumbel sono stati determinati sia con il metodo dei momenti che con il metodo dei minimi quadrati, mentre per i parametri della distribuzione GEV si è applicato il metodo degli L-Moments.

Le distribuzioni così ottenute sono state verificate con il metodo del χ^2 , al fine di definire la distribuzione che più si adatta al campione di dati e quindi di determinare la curva di possibilità climatica $h = at^n$.

3.1.1 Distribuzione di Gumbel applicata al campione di dati

La formula della distribuzione di Gumbel è la seguente:

$$\phi(x) = e^{-e^{-\alpha(x-N)}},$$

dove:

- x = valore di una data grandezza idrologica, in questo caso l'altezza di pioggia
- N e $1/\alpha$ sono parametri della distribuzione che si determinano elaborando la serie storica dei valori massimi annuali di pioggia; nel nostro caso si sono determinati con il metodo dei momenti e con il metodo dei minimi quadrati
- $\Phi(x)$ = *probabilità di non superamento*, od anche *durata probabile* del valore x , rappresenta la percentuale dei casi in cui probabilisticamente si verifica un valore della grandezza idrologica minore o uguale a x , e si determina con la seguente formula in funzione del tempo di ritorno in anni t_r :

$$\phi(x) = 1 - \frac{1}{t_r}.$$

Per svincolarsi dai parametri si introduce la variabile ridotta y a cui è legata la durata probabile per mezzo delle seguenti equazioni:

$$\phi(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{e} \quad y = -\ln[-\ln \phi(x)],$$

e quindi il legame che si ha tra la variabile ridotta y e la grandezza x è:

$$x(t_r) = N + \frac{1}{\alpha} y$$

I parametri N e $1/\alpha$ sono stati determinati, come accennato in precedenza, con il metodo dei momenti e con il metodo dei minimi quadrati.

Determinazione dei parametri attraverso il metodo dei momenti

Si procede calcolando dapprima la media M dei valori massimi annuali, lo scarto ε_i del generico valore x_i e quindi lo scarto quadratico medio σ :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \varepsilon_i^2}{n-1}} \quad \text{con:} \quad n = \text{numero osservazioni}$$

$$\varepsilon_i = x_i - M$$

Calcolati la media e lo scarto quadratico medio, si determinano i parametri della distribuzione:

$$N = M - 0,45 \sigma, \quad \frac{1}{\alpha} = 0,7797 \sigma$$

VIAREGGIO					
	1h	3h	6h	12h	24h
N	30.14	42.18	48.50	56.73	65.34
1/α	10.53	17.04	19.95	24.70	27.09
TORRE DEL LAGO					
	1h	3h	6h	12h	24h
N	25.18	38.23	46.14	54.44	65.32
1/α	11.38	20.62	23.14	25.94	26.79

Tabella 1 – Parametri della distribuzione di Gumbel calcolati con il metodo dei momenti

Determinazione dei parametri attraverso il metodo dei minimi quadrati

I parametri si calcolano rendendo minima la somma dei quadrati degli scarti s tra i valori dei dati osservati e i valori calcolati. La somma degli scarti ha la seguente formula:

$$\sum s^2 = \sum \left[\left(N + \frac{1}{\alpha} \right) - x \right]^2$$

che si rende minima ponendo nulle le derivate della sommatoria rispetto ai due parametri:

$$\frac{\partial \sum s^2}{\partial N} = 0 \quad , \quad \frac{\partial \sum s^2}{\partial (1/\alpha)} = 0$$

Risolvendo il sistema mi determino i parametri N e $1/\alpha$:

$$N = \frac{(\sum x)(\sum y^2) - (\sum y)(\sum xy)}{n \sum y^2 - (\sum y)^2}$$

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum y^2 - (\sum y)^2}$$

con n = numero delle osservazioni.

Calcolati i parametri con i due metodi, si riportano i dati calcolati sulla carta di Gumbel, dove in ascisse si mettono i valori della variabile ridotta

calcolata mentre in ordinate i valori delle grandezze di pioggia calcolate e osservate.

VIAREGGIO					
	1h	3h	6h	12h	24h
N	29.83	41.68	47.94	55.96	64.44
1/α	11.62	18.44	21.93	27.29	30.04
TORRE DEL LAGO					
	1h	3h	6h	12h	24h
N	24.83	37.46	45.15	53.36	64.46
1/α	12.71	23.29	26.37	29.50	30.01

Tabella 2 – Parametri della distribuzione di Gumbel calcolati con il metodo dei minimi quadrati

I procedimenti di calcolo, eseguiti con fogli di calcolo Excel, sono i seguenti:

- si ordinano gli n valori osservati in ordine crescente
- si calcola la durata probabile del dato osservato di ordine m :

$$\phi(m) = \frac{m}{n+1}$$

- si calcola la variabile ridotta y : $y = -\ln[-\ln \phi(m)]$
- si calcola il valore x : $x = N + \frac{1}{\alpha} y$
- si riportano i dati calcolati sulla carta di Gumbel e si confrontano con i valori osservati.

3.1.2 Distribuzione GEV applicata al campione di dati

La distribuzione GEV, a differenza di quella di Gumbel che ha un andamento rettilineo, approssima i dati con un andamento curvilineo. La funzione di probabilità ha tre parametri, ed ha la seguente forma:

$$\phi(x) = \exp \left[- \left[1 - k \left(\frac{x - \xi}{\alpha} \right) \right]^{\frac{1}{k}} \right]$$

La grandezza idrologica in funzione della probabilità di non superamento diviene:

$$x(\phi) = \xi + \frac{\alpha}{k} \left[1 - (\ln \phi)^k \right]$$

dove:

- α = parametro di scala
- ξ = parametro di posizione
- k = parametro di forma

Questi parametri si calcolano elaborando il campione di dati delle grandezze idrologiche osservate, attraverso i seguenti passaggi:

- si stimano i Probability Weighted Moment (PWM) fino al secondo grado (M_0, M_1, M_2) usando la formula:

$$M_j = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \phi(x_i)^j, \text{ in cui:}$$

- N = numero osservazioni
- X_i = l'i-esima osservazione dell'altezza di pioggia
- $\Phi(X_i)$ = probabilità di non superamento dell'i-esimo evento

- Si calcolano gli L-Moments di ordine 0, 1 e 2 come combinazione lineare dei PWM:

$$- L_1 = M_0$$

$$- L_2 = 2 M_1 - M_0$$

$$- L_3 = 6 M_2 - 6 M_1 + M_0$$

- Si calcola il parametro k : $k = 7,8590 z + 2,9554 z^2$

$$\text{con: } z = \frac{2}{3 + \frac{L_3}{L_2}} - \frac{\log 2}{\log 3}$$

- Si calcola il parametro ξ : $\xi = L_1 + \frac{\alpha [\Gamma(k+1)] - 1}{k}$

con $\Gamma(k+1)$ funzione Gamma calcolata nel seguente modo:

$$\Gamma(n) = e^{-n} n^n (2\pi n)^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{1}{12n} + \frac{1}{280n^2} - \frac{139}{51840n^2} - \frac{571}{2488320n^4} \right)$$

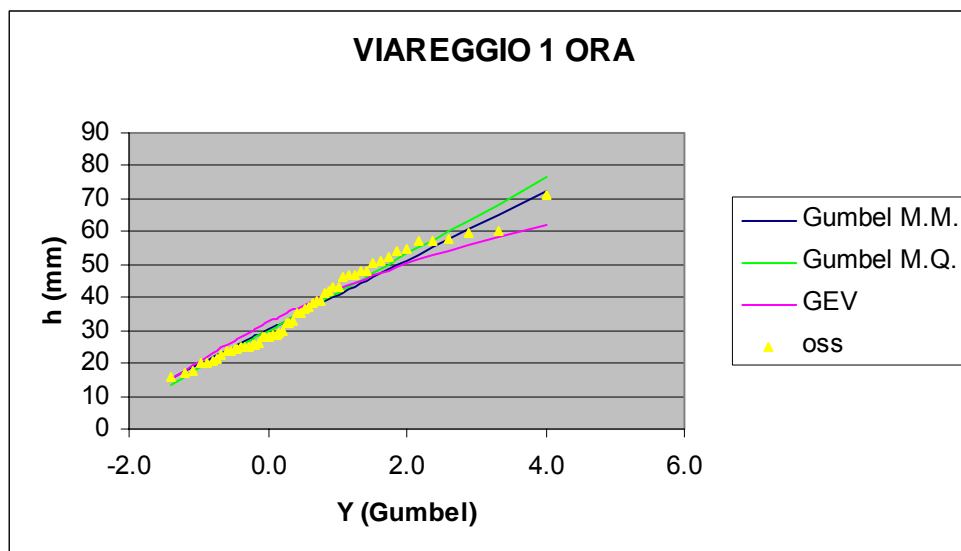
- Si calcola il parametro α : $\alpha = L_2 \frac{k}{(1 - 2^{-k})\Gamma(1+k)}$

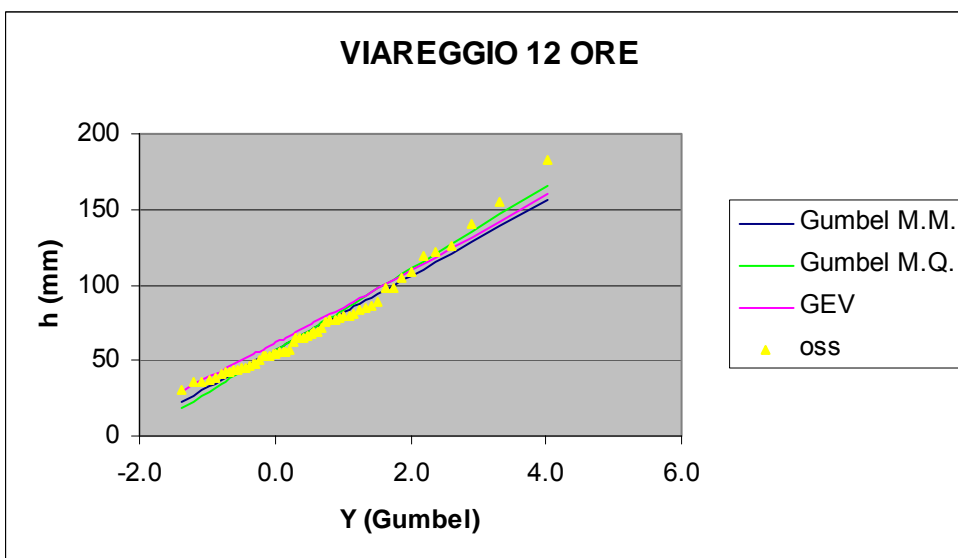
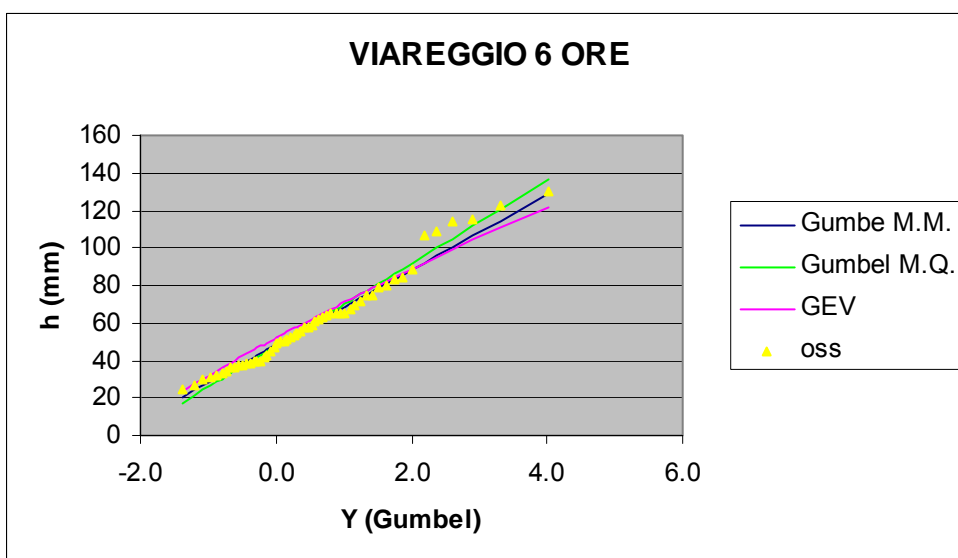
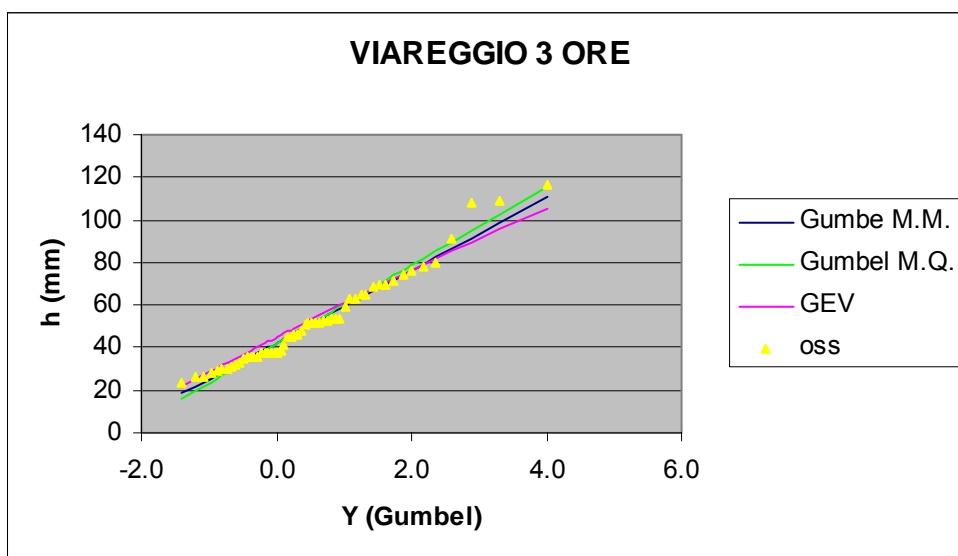
Determinati i parametri della funzione, si può procedere come nel caso della distribuzione di Gumbel, ponendo infine i valori delle grandezze calcolate sulla carta di Gumbel, e rendendo in questo modo chiaro il confronto fra le varie distribuzioni calcolate.

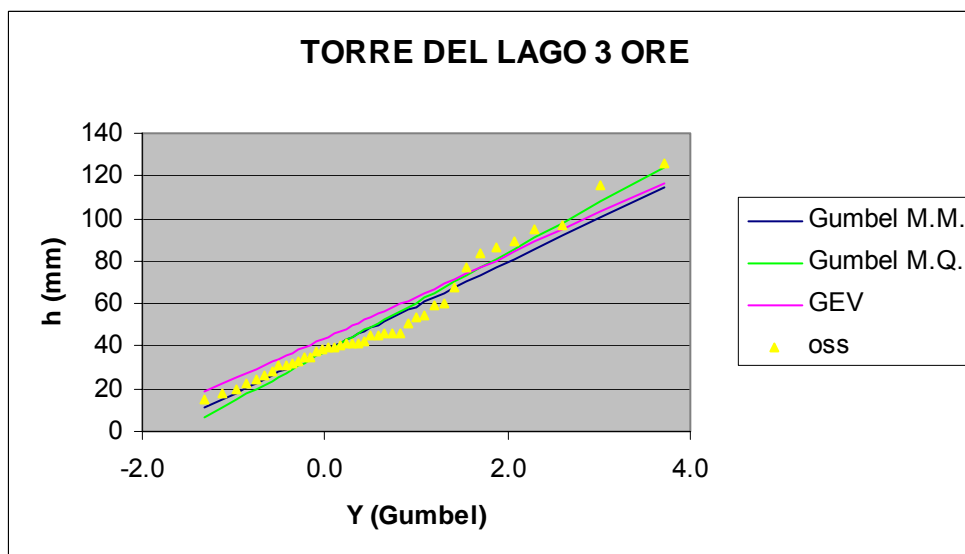
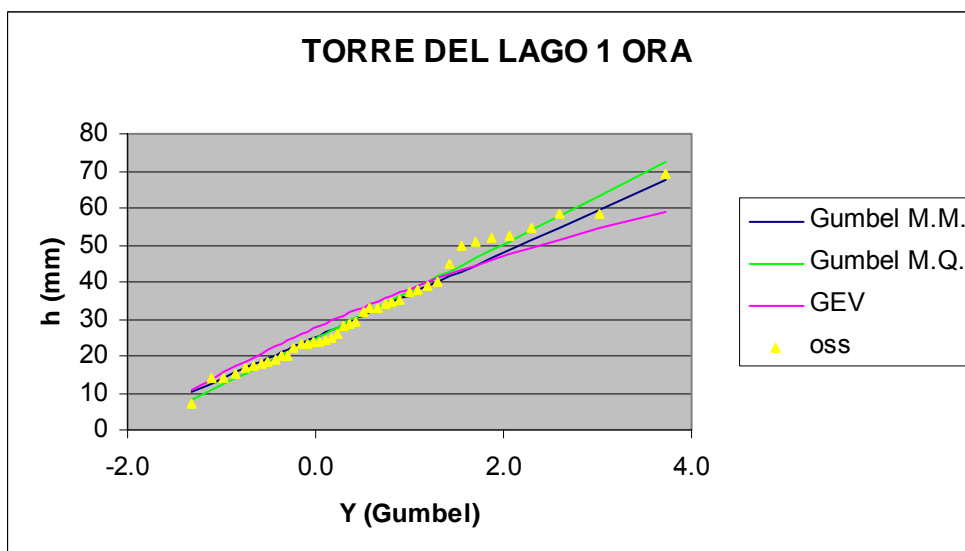
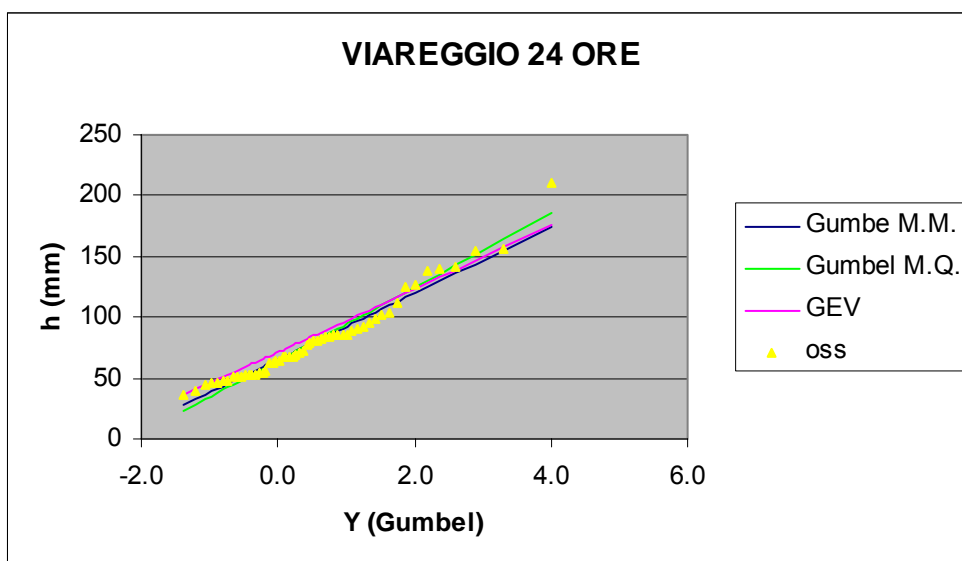
Qui di seguito vengono riportati i grafici relativi alle due stazioni per ogni durata di pioggia (1h, 3h, 6h, 12h, 24h).

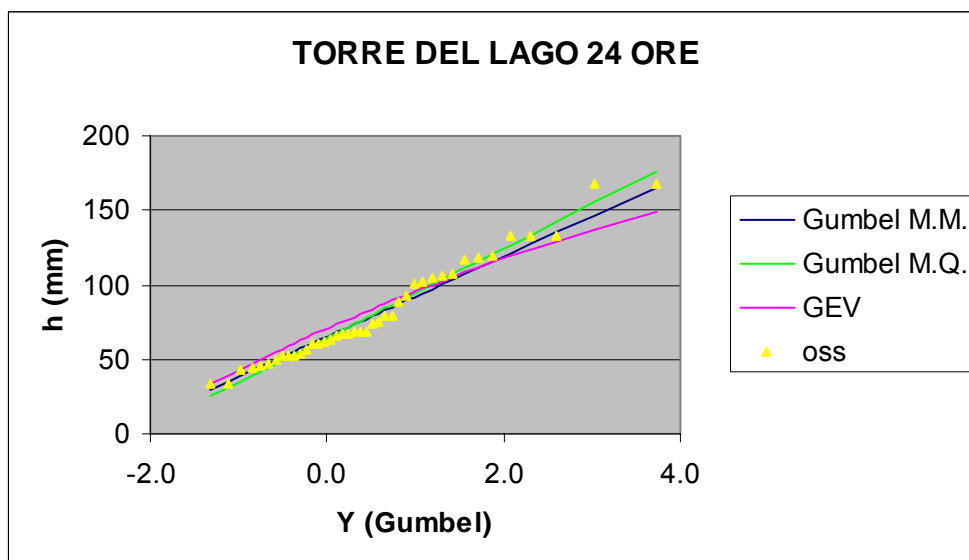
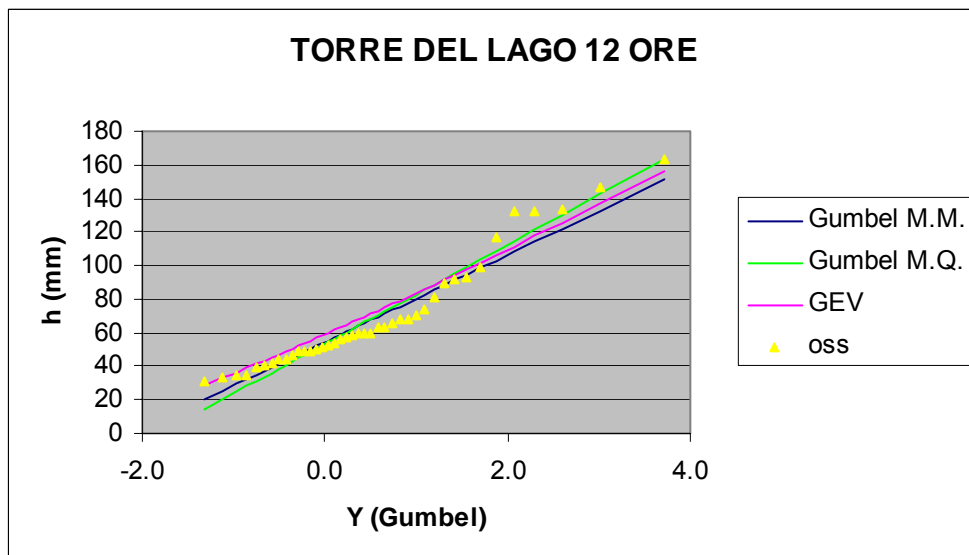
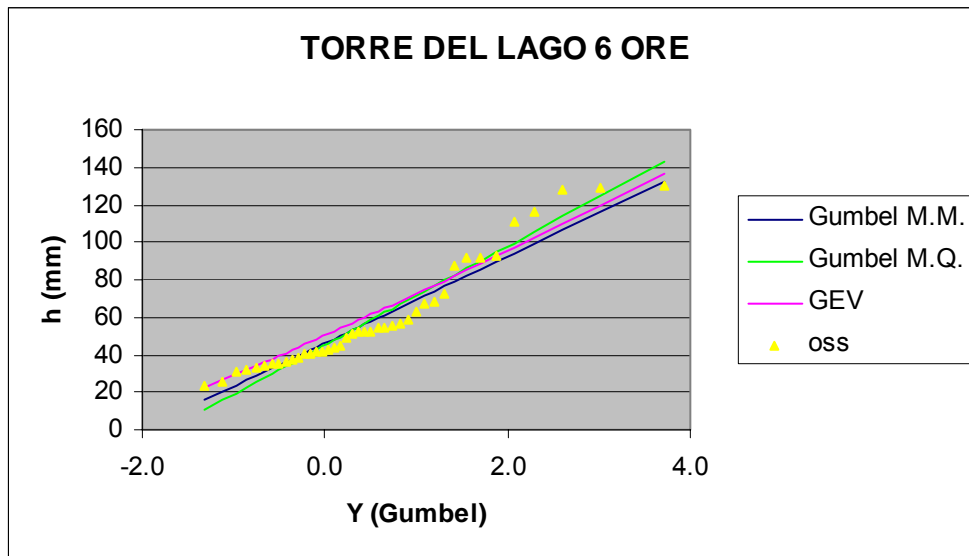
VIAREGGIO					
	1h	3h	6h	12h	24h
k	0.198	0.037	0.059	-0.029	-0.013
α	10.74	16.21	19.54	23.21	25.45
ξ	32.46	44.90	51.96	61.39	71.38
TORRE DEL LAGO					
	1h	3h	6h	12h	24h
k	0.172	-0.01	-0.03	-0.04	0.12
α	11.37	19.40	21.76	24.08	26.38
ξ	27.64	43.82	50.36	59.11	70.73

Tabella 3 – Parametri della distribuzione GEV









3.1.3 Test χ^2 di verifica statistica e scelta della distribuzione

È necessario a questo punto verificare l'adattamento delle distribuzioni calcolate al campione di dati di pioggia.

Tale verifica può essere effettuata con l'utilizzo di test statistici, cioè di procedimenti che consentono di decidere, sulla base delle osservazione di cui si dispone, se accettare o meno una ipotesi statistica. Viene introdotta una variabile con distribuzione di probabilità nota e si verifica che il valore del parametro desunto dallo studio del campione sia inferiore ad un determinato valore critico che dipende dal livello di significatività prescelto.

Il livello di significatività t indica la probabilità di rigettare l'ipotesi statistica quando invece questa sia verificata (errore del primo tipo); si può così individuare una regione di accettazione alla quale corrisponde la probabilità $1-t$, cioè la probabilità che il parametro stimato cada all'interno della regione prefissata, ed accettare in tal caso l'ipotesi. In idrologia, il valore del livello di significatività generalmente usato è 0,05, quindi la probabilità di rigettare una ipotesi buona è del 5%.

L'ipotesi del test del χ^2 è che le frequenze osservate coincidano con quelle calcolate. Il parametro χ^2 è definito dalla relazione:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^M \frac{(N_i - N_{pi})^2}{N_{pi}}$$

dove:

- M = numero di classi in cui si è suddiviso il campione
- N_i = numero di osservazioni ricadenti nella classe i -esima
- N_{pi} = numero teorico di osservazioni che dovrebbero ricadere nella classe i -esima

Il valore del χ^2 ottenuto per i casi esaminati viene confrontato con un valore critico $\bar{\chi}^2$ dipendente dal livello di significatività e dal grado di libertà della distribuzione ν definito dalla relazione:

$$\nu = k - m - 1 \quad \text{con:}$$

- K = numero di classi in cui è stato diviso il campione
- m = numero dei parametri della distribuzione

ν	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{\chi}^2$	3,84	5,99	7,81	9,49	11,1	12,6	14,1	15,5	16,9	18,3

Tabella 4 – valori di $\bar{\chi}^2$ in funzione di ν

Se $\chi^2 < \bar{\chi}^2$ l'ipotesi viene accettata, e quindi la distribuzione adottata è rappresentativa del campione.

Qui di seguito viene riportato l'esempio di calcolo effettuato per la verifica della distribuzione di Gumbel con i parametri calcolati con il metodo dei momenti alle piogge di 1 ora della stazione di Viareggio.

I procedimenti seguiti sono:

- suddivisione dei dati in 7 classi, e precisamente in 6 classi con 8 dati e una classe con 7 dati
- calcolo della $P(x)$ per ogni classe nel modo seguente:
 - $P_1(x) = 8/56$
 - $P_2(x) = 8/56 + P_1(x)$
 -
 - $P_7(x) = 7/56 + P_6(x)$

- calcolo della x_i con la formula della distribuzione e i parametri trovati:

$$x = 30,14 + 10,53 y$$
- si trova il numero dei dati osservati che ricadono in ogni classe
- si calcola il grado di libertà della distribuzione:

$$\nu = k - m - 1 = 7 - 2 - 1 = 4$$
e si entra nella tabella 4 trovando il valore

$$\bar{\chi}^2 = 9,49$$
- determinazione del χ^2 mediante il foglio di calcolo
- si confronta $\chi^2 < \bar{\chi}^2$ che viene $4,54 < 9,49$, e quindi l'ipotesi iniziale viene accettata

Classi	P(x)	Xi	Ni	Npi	(Ni-Npi) ² /Npi
1	0.143	23.13	8	8	0
2	0.286	27.77	10	8	0.5
3	0.429	31.89	7	8	0.125
4	0.571	36.26	5	8	1.125
5	0.714	41.62	6	8	0.5
6	0.857	49.84	8	8	0
7	0.982		11	7	2.2857143
					$\chi^2 =$
					4.54
					$\bar{\chi}^2 =$
					9.49

Tabella 5 – Test del χ^2 della distribuzione di Gumbel con i parametri calcolati con il metodo dei momenti per le piogge di 1 ora di Viareggio

Per la distribuzione GEV il procedimento è lo stesso, con le differenze che

$$\nu = k - m - 1 = 7 - 3 - 1 = 3 \quad \text{e} \quad \text{quindi} \quad \bar{\chi}^2 = 7,81 \quad , \quad \text{e}$$

$$x = 32,44 + \frac{10,74}{0,198} \left[1 - (\ln \phi)^{0,198} \right]$$

Classi	P(x)	Xi	Ni	Npi	(Ni-Npi) ² /Npi
1	0.143	24.81	12	8	2
2	0.286	29.98	12	8	2
3	0.429	34.21	4	8	2
4	0.571	38.35	5	8	1.125
5	0.714	42.98	4	8	2
6	0.857	49.24	7	8	0.125
7	0.982		11	7	2.2857143
				$\chi^2=$	11.54
				$\bar{\chi}^2=$	7.81

Tabella 6 – Test del χ^2 della distribuzione GEV per le piogge di 1 ora di Viareggio

Confrontando i valori di verifica delle distribuzioni della tabella 7 si deduce che le distribuzioni di Gumbel calcolate mediante i due metodi sono quelle che meglio approssimano la distribuzione dei dati del nostro campione, mentre la funziona GEV è quella che si adatta peggio, fatto che si vede chiaramente anche nelle curve di possibilità pluviometriche (Fig. 6) dove per assurdo le piogge di 12 ore hanno altezze maggiori di quelle di 24 ore.

VIAREGGIO						
	1h	3h	6h	12h	24h	$\bar{\chi}^2$
Gumbel M.M.	4.54	21.75	2.50	3.77	4.02	9.49
Gumbel M.Q.	3.07	9.27	2.52	5.00	10.50	9.49
GEV	11.54	11.50	4.00	9.00	12.27	7.81
TORRE DEL LAGO						
	1h	3h	6h	12h	24h	$\bar{\chi}^2$
Gumbel M.M.	4.30	9.63	12.97	6.37	7.97	9.49
Gumbel M.Q.	5.13	7.13	7.67	8.70	8.00	9.49
GEV	8.30	12.47	10.63	6.03	7.63	7.81

Tabella 7 – Valori del χ^2 calcolati

3.1.4 Determinazione della curva di possibilità pluviometrica

L'ultimo passo nello studio pluviometrico consiste nella determinazione delle curve di possibilità pluviometriche $h=at^n$ delle altezze di pioggia per prefissati tempi di ritorno ed in funzione della durata, dove:

- h = altezza di pioggia in mm
- t = durata di pioggia in ore
- a, n = parametri della curva

Per la determinazione dei parametri a e n si è usato il metodo dei minimi quadrati, il cui procedimento è stato spiegato per la determinazione dei parametri della distribuzione Gumbel (vedi 3.3.1). Per far ciò bisogna portare in forma logaritmica la formula della curva $\log h = \log a + n \log t$, porre:

- $\log h = Y$
- $\log t = X$
- $\log a = A_0$
- $n = A_1$

e risolvere il sistema di equazioni seguente:

$$A_0 = \frac{(\sum Y)(\sum X^2) - (\sum Y)(\sum XY)}{N \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$A_1 = \frac{N \sum XY - \sum XY \sum Y}{N \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

dove N = numero dei dati.

$T_r(\text{anni})$	$P(X)$	1h	3h	6h	12h	24h
10	0.900	51.80	83.28	96.63	112.65	125.85
25	0.960	62.33	101.72	117.58	136.86	151.34
50	0.980	70.14	115.39	133.11	154.82	170.26
100	0.990	77.89	128.97	148.54	172.64	189.04
200	0.995	85.62	142.50	163.91	190.40	207.74

Tabella 8 – Piogge (mm) di varie durate e prefissati tempi di ritorno con la distribuzione di Gumbel (metodo dei momenti) ragguagliate alle 2 stazioni di Viareggio e Torre del Lago

I parametri, e di conseguenza le altezze di pioggia, sono ragguagliati rispetto alle 2 stazioni pluviometriche di Viareggio e Torre del Lago tramite il metodo dei topoi (vedi 3.1), e sono calcolati per i tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100 e 200 anni (tabelle 8 e 9) con la distribuzione di Gumbel con il metodo dei momenti.

$T_r(\text{anni})$	10	25	50	100	200
a	56.28	68.22	77.08	85.88	94.64
n	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27

Tabella 9 – Parametri a e n per prefissati tempi di ritorno

Si riporta il grafico delle curve segnalatrici nella formula tradizionale $h=at^n$ (fig. 1), sempre ragguagliate e con la distribuzione di Gumbel.

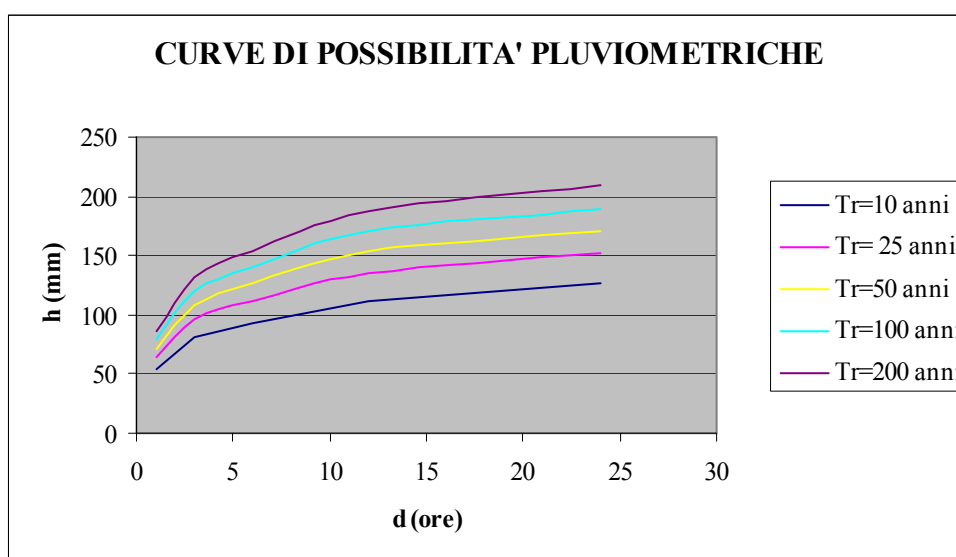


Figura 7 – Curve di possibilità pluviometriche per prefissati tempi di ritorno

3.2 STUDIO IDROLOGICO

A questo punto, per il dimensionamento dei collettori è necessario determinare la pioggia netta, ovvero la parte di pioggia che effettivamente si trasforma in deflusso superficiale. L'intercettazione da parte della vegetazione, la detenzione di acque nelle depressioni superficiali, l'infiltrazione nel sottosuolo e l'evaporazione sono le cause di perdita di una parte della pioggia grezza; tra queste, quella prevalente è l'infiltrazione nel sottosuolo.

Il metodo utilizzato per la determinazione della pioggia netta è quello del Curve Number (CN), introdotto dal Soil Conservation Service (SCS).

3.2.1 Metodo del CN per la determinazione della pioggia netta

Questo metodo è molto diffuso grazie alla notevole quantità di dati reperibili in letteratura. Considera la seguente equazione di continuità ai fini del bilancio ideologico: $P_{netta} = P - S'$, in cui P_{netta} è la precipitazione netta cumulata fino ad un dato istante t , P è la precipitazione totale cumulata fino allo stesso istante ed S' è il volume specifico di acqua complessivamente perduto. Il modello si basa sull'ipotesi che sussista la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{S'}{S} = \frac{P_{netta}}{P}$$

in cui S indica il volume specifico che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione. Considerando S' pari ad F volume infiltrato per unità di superficie ed introducendo al posto di P il termine $(P - I_a)$ con I_a pari alle perdite iniziali per unità di superficie, la relazione di proporzionalità può essere così riformulata:

$$P_{netta} = \frac{(P - I_a)F}{S}$$

e sostituendo ad F l'espressione ottenuta dall'equazione di continuità

$$F = P - I_a - P_{netta}$$

si ottiene la relazione:

$$P_{netta} = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)}$$

Il volume specifico di saturazione S dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, globalmente rappresentati dal parametro CN , secondo la relazione:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

dove CN è un parametro compreso tra i valori 0 e 100.

Il metodo SCS-CN prevede due parametri, I_a e CN . In realtà, il termine I_a rappresenta un volume di pioggia sottratto a priori dal bilancio in esame, che descrive in modo globale processi differenti, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali. In tal modo esso risulterebbe di difficile taratura, dovendo tenere conto di fattori climatici ed antropici molto complesso. Per ovviare a ciò, si esprime il parametro come una quota percentuale di S , ponendo $I_a = \beta S$, con β variabile tra 0,1 e 0,2. Di conseguenza, il modello risulta monoparametrico, in cui S , ovvero CN , è il solo parametro che descrive il fenomeno dell'assorbimento.

Il parametro CN è un fattore decrescente della permeabilità e risulta legato alla tipologia litologica del suolo, all'uso del suolo e al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato. Per un valore del CN pari a 100, il deflusso superficiale coincide con la pioggia totale cumulata, per cui

l'infiltrazione risulta nulla (superfici completamente impermeabili). Viceversa, con un valore del *CN* pari a 0, ho superfici completamente permeabili.

Per quanto riguarda la natura del suolo, l'SCS ha classificato i tipi di suolo in quattro gruppi (tab. 10).

GRUPPO	DESCRIZIONE
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarssissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 10 – Classificazione dei tipi idrologici di suolo secondo il metodo SCS-CN

Una volta determinato la natura del suolo, si determina il valore del *CN* corrispondente al tipo di copertura attraverso l'uso della tabella 11.

Per quanto riguarda l'influenza dello stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico, l'SCS individua tre classi, *AMC I*, *AMC II* e *AMC III*, caratterizzate da differenti condizioni iniziali (*AMC=Antecedent Moisture Condition*) a seconda del valore assunto dall'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico. L'attribuzione della classe *AMC* si basa su criteri riportati nella tabella 12. I valori della tabella 11 si riferiscono ad una condizione media di umidità del terreno all'inizio della precipitazione (*AMC II*). Il *CN* così individuato può essere adattato a diverse condizioni di umidità attraverso le formule di conversione:

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2,3 - 0,013CN(II)} \quad , \quad CN(III) = \frac{CN(II)}{0,43 - 0,0057CN(II)}$$

USO DEL SUOLO	CLASSIFICAZIONE SCS			
	A	B	C	D
Terreno coltivato				
Senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
Praterie				
Buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati				
Terreno sottile sottobosco povero senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali				
impermeabilità media 65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabilizzati, tetti	98	98	98	98
Strade				
Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 11 – Parametri CN relativi alla classe AMC II per le quattro classi litologiche e per i vari tipi di uso del suolo

CLASSE AMC	STAGIONE DI RIPOSO	STAGIONE DI CRESCITA
I	< 12.7	< 35.5
I	12.7 -- 28.0	35.5 -- 53.3
III	>28.0	> 53.3

Tabella 12 – Condizioni di umidità iniziali individuata in base all'altezza totale di pioggia (mm) caduta nei 5 giorni precedenti

3.2.2 Applicazione del metodo CN al bacino

Nel territorio del bacino sono stati considerati 9 tipi diversi di suolo, con 2 tipi idrologici di suolo (tavola 2). Ecco i valori del parametro *CN* e la loro relativa area *A* nell'intero bacino:

- Aree residenziali (impermeabilità 65%), classe A, *CN*=77, *A*=345 ha
- Aree residenziali (impermeabilità 65%), classe D, *CN*=92, *A*=14 ha
- Aree residenziali (impermeabilità 30%), classe A, *CN*=57, *A*=7 ha
- Aree commerciali, classe A, *CN*=80, *A*=46 ha
- Terreni coltivati con trattamento di conservazione, classe A, *CN*=62, *A*=640 ha
- Terreni boscosi (sottobosco e copertura buoni), classe A, *CN*=25, *A*=406 ha
- Terreni boscosi (sottobosco e copertura buoni), classe D, *CN*=77, *A*=148 ha
- Spazi aperti (cimiteri, camping, parchi), classe A, *CN*=49, *A*=87 ha
- Spazi aperti (cimiteri, camping, parchi), classe D, *CN*=80, *A*=187 ha

I suoli di classe A sono quelli di sabbia media ad alta permeabilità, mentre i suoli di classe D sono di argilla a bassa permeabilità.

Nel capitolo successivo verrà indicato il valore del *CN* per ogni area scolante.

CAPITOLO 4 TRACCIAMENTO RETE DI PROGETTO

4.1 RETE IDRAULICA DI PROGETTO

Come è stato già accennato nel paragrafo 2.2, la rete dei fossi non verrà cambiata; le disconnessioni verranno effettuate nei fossi principali, come il Fosso Trogola, il Fosso Guidario e il Fosso Lama Lunga (Tav. 2).

Lo studio verrà effettuato su 9 sottobacini, qui di seguito elencati:

1. Bacino Trogola-Fosso delle Torbiere
2. Bacino Trogola-Berlinda
3. Bacino Trogola-Fosso delle Carbonaie
4. Bacino Guidario-Matelli
5. Bacino Lama Lunga
6. Bacino Fontanella
7. Bacino Fiaschetta
8. Bacino Fosso di Scolo
9. Bacino Trogola-Zucchi

Ad eccezione del Bacino Trogola-Fosso delle Carbonaie, tutti gli altri bacini hanno dimensioni piccole e pochi collettori, ed in alcuni casi (Fontanella, Lama Lunga, Fiaschetta, Fosso di Scolo) sono formati da un singolo collettore principale. Ciò è dovuto all'elevato numero di punti di emissione che è possibile utilizzare, ed anche alla piccola quantità di collettori principali presenti nel bacino.

Il Fosso Trogola è stato disconnesso in più punti, tanto da essere presente in quattro bacini, a cui bisogna aggiungere un ultimo tratto che passa per il centro abitato di Viareggio come canale di fognatura bianca. Il Fosso Guidario è invece presente in due bacini di studio (oltre al bacino Guidario-Matelli, fa parte

del bacino Trogola-Fosso delle Carbonaie), oltre all'ultimo tratto che, come per il Fosso Trogola, finisce a Viareggio. Un'ultima disconnessione è stata effettuata al Fosso Lama Lunga, la cui prima parte fa parte del bacino Trogola-Fosso delle Carbonaie.

4.2 AREE SCOLANTI

Creata la rete di progetto, è necessario determinare le aree scolanti parziali per ciascun collettore, cioè l'area che versa direttamente in ciascun collettore, e le aree scolanti totali, ovvero comprensive delle aree scolanti parziali dei collettori di monte.

Sono state effettuate indagini di campo che hanno permesso di vedere il metodo da usare per la determinazione delle aree; infatti le aree possono essere determinate tenendo conto delle divisioni poderali e delle pendenze del terreno oppure mediante la regola dei tetti. È stato osservato che il primo metodo si presta meglio alla situazione del bacino per quasi tutte le aree, sia per la presenza di zone di attività agricola con scoline e capifossi, sia per la rete stradale che molte volte ricopre il ruolo di spartiacque.

La Cartografia della Regione Toscana è stata necessaria per individuare le quote del terreno e di conseguenza le pendenze.

Nella tavola 2 sono mostrate le aree scolanti nel bacino intero, mentre nelle tabella successiva (tab. 13) sono riportati i valori delle aree scolanti parziali (A_p), delle aree scolanti totali (A_t), delle lunghezze dei singoli collettori (L_p), della lunghezza totale del percorso più lungo (L_t) e del parametro CN dell'area parziale. C'è da premettere che la prima cifra del numero che indica il collettore singolo rappresenta il sottobacino di appartenenza, come indicato nel paragrafo precedente, mentre la seconda (ed eventuale terza) cifra indica il numero del collettore nel sottobacino stesso.

Tabella 13- Aree scolanti dei bacini

BACINO FOSSO DELLE TORBIERE						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
11	Fosso delle Torbiere	45.8	45.8	730.2	730.2	75
11'	Fosso delle Torbiere	13.0	58.7	469.5	1199.7	52
12	Trogola	5.6	5.6	114.2	114.2	77
12'	Trogola	1.3	6.9	266.1	380.3	65
13	Fosso delle Torbiere	10.4	75.9	406.6	1606.3	84
BACINO BERLINDA						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
21	Trogola	4.5	4.5	231.7	231.7	54
22	Berlinda	4.4	4.4	359.8	359.8	52
23	Trogola	0.2	9.0	64.9	424.7	71
24	Trogola	5.6	5.6	361.2	361.2	53
25	Berlinda	5.21	19.82	305.0	729.7	80
BACINO TROGOLA-FOSSO DELLE CARBONAIE						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
31	Lama Lunga	34.5	34.5	682.8	682.8	52
31'	Lama Lunga	27.0	61.5	907.3	1590.1	52
32	Fosso delle Carbonaie	0.0	34.5	583.5	1266.3	0
33	Guidario	25.2	25.3	550.5	550.5	52
33'	Guidario	23.7	48.9	550.0	1100.5	52
34	Pardini	9.4	58.3	351.2	1451.7	56
35	Guidario	9.5	9.5	293.4	293.4	52
36	Guidario	12.0	12.0	182.4	182.4	52
37	Scolmatore	9.4	30.9	350.3	643.7	56
32	Fosso delle Carbonaie	0.0	61.5	182.4	1448.7	0
38	Trogola	1.1	1.1	101.0	101.0	80
38'	Trogola	27.2	28.3	771.2	872.2	73
39	Trogola	7.3	93.9	310.5	1762.2	80
310	Trogola	6.8	131.6	301.2	2063.4	80
311	Fosso delle Carbonaie	4.3	197.4	305.0	2368.4	80
BACINO GUIDARIO-MATELLI						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
41	Guidario	12.6	12.6	292.4	292.4	52
42	Guidario	36.9	36.9	780.2	1406.0	52
43	Matelli	8.3	57.8	341.3	1747.3	55
44	Trogola	5.6	5.6	278.2	278.2	71
45	Trogola	8.6	8.6	277.9	277.9	71
46	Matelli	2.2	74.2	216.4	1963.7	80

BACINO LAMA LUNGA						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
51	Lama Lunga	49.3	49.3	1021.4	1021.4	52
51'	Lama Lunga	33.3	82.0	780.6	1802.0	70
52	Lama Lunga	22.8	104.8	774.4	2576.4	65
BACINO FONTANELLA						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
61	Fontanella	69.4	69.4	1213.2	1213.2	52
61'	Fontanella	47.6	117.0	1169.5	2382.7	52
62	Fontanella	9.7	126.7	286.1	2668.8	77
63	Fontanella	13.9	140.6	748.2	3417.0	52
64	Fontanella	19.0	159.6	716.3	4133.3	70
BACINO FIASCHETTA						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
71	Fiaschetta	31.9	31.9	1192.1	1192.1	52
71'	Fiaschetta	32.8	64.7	1237.2	2429.3	52
72	Fiaschetta	107.8	139.7	1679.4	4108.7	74
BACINO FOSSO DI SCOLO						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
81	Fosso di Scolo	116.9	116.9	969.3	969.3	40
81'	Fosso di Scolo	98.6	215.5	1474.1	2443.4	31
82	Fosso di Scolo	9.8	225.3	257.8	2701.2	77
BACINO TROGOLA-ZUCCHI						
N°coll	Nome fosso	Ap (ha)	At (ha)	Lp (m)	Lt (m)	CN
91	Trogola	21.6	21.6	961.9	961.9	77
92	Zucchi	5.1	26.7	282.3	1244.2	80

CAPITOLO 5 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

In questo capitolo si mostrano i procedimenti effettuati per il dimensionamento dei collettori della rete. Il metodo adoperato è stato quello dell'invaso (o metodo italiano).

Nel capitolo si danno alcune definizioni sulle bonifiche (tipi di bonifica, progettazione, franchi, dimensionamento), si descrive il metodo dell'invaso applicato alle reti di bonifica e si mostrano i passaggi del dimensionamento della rete del bacino di studio.

5.1 *CENNI SUI TIPI DI BONIFICA*

Per bonifica idraulica di un comprensorio si intende il complesso delle opere e dei lavori destinati ad assicurare un rapido allontanamento delle acque superficiali.

Le bonifiche interessano in particolare i terreni agricoli, al fine di renderli più adatti allo sviluppo delle colture, mediante un'adeguata regolarizzazione del loro tenore d'acqua.

I tipi di bonifica sono:

- Bonifiche per prosciugamento: il terreno viene bonificato tramite lo smaltimento delle acque piovane
- Bonifiche per colmata: il terreno viene bonificato mediante il rialzamento del terreno stesso

Le bonifiche per prosciugamento sono le più diffuse e si suddividono in:

- bonifiche a scolo naturale: l'allontanamento delle acque avviene per gravità, e le zone più depresse del terreno sono a quote sempre più elevate rispetto alla quota massima del pelo libero nel bacino di versamento
- bonifiche a sollevamento meccanico: il deflusso delle acque dei canali avviene sempre per gravità, ma il livello liquido del recipiente è più elevato rispetto a quello dell'emissario di bonifica.
- bonifiche a scolo intermittente: il livello liquido nel recipiente si trova solitamente ad un livello più basso di quello dell'emissario di bonifica, ma in determinati periodi può raggiungere una quota tale da dover ricorrere ad un sollevamento meccanico o ad un invaso in una vasca di espansione (se c'è la possibilità di trovare una tale superficie).

La bonifica di Viareggio Sud, nella zona oggetto di studio, è a scolo naturale, mentre è in fase di costruzione un impianto di sollevamento che porta le acque di alcuni fossi nel Canale Bufalina, come già accennato nel paragrafo 2.2 .

5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLE RETI BONIFICA

La bonifica di Viareggio Sud è ormai esistente da anni e quindi non è stato necessario in questo studio effettuare l'analisi preliminare per la progettazione della rete.

Tuttavia, in questo paragrafo vengono riportati i punti fondamentali per iniziare a progettare una rete su terreni non ancora bonificati.

Prima di tutto bisogna fare una livellazione del terreno precisa per poter tracciare linee di livello distanziate di 10-20 cm.

Passando al progetto, è necessario delimitare la zona che deve essere soggetta ai lavori (comprensorio di bonifica), isolando le acque esterne mediante la costruzione di un canale di cintura.

Per stabilire il tipo di bonifica occorre trovare lo zero di bonifica, cioè il livello più basso della rete dei canali, che si verifica perciò nella sezione terminale del canale emissario. Lo zero di bonifica, corrispondente a una certa portata, è noto solo dopo aver eseguito il calcolo idraulico della rete. In base al campo di variazione dello zero di bonifica per portate che vanno da quella di piena normale durante il periodo invernale e quella con tempo di ritorno di 100 anni e al campo di variazione del livello liquido nel recipiente, è possibile individuare il tipo di bonifica da realizzare.

Nel caso in cui gli zeri di bonifica sono tali da rendere necessario un deflusso intermittente o a sollevamento meccanico, è opportuno verificare se ci sono zone del comprensorio che hanno quote tali da poter scaricare sempre a gravità e qual è la loro estensione. Si determina allora la quota dello zero di bonifica che permette lo scolo a gravità nel recipiente e si fa la separazione tra le acque alte (scolo a gravità) e le acque basse (sollevamento o intermittente).

La zona di bonifica è una zona depressa e quindi le zone intorno hanno quote maggiori; per questo motivo il canale di bonifica potrebbe ricevere più acque del dovuto. E' possibile allora realizzare un canale che circonda la zona di bonifica e arginarlo (argine circondariale).

Per il tracciato delle reti esistono solo delle indicazioni di carattere generale, visto che sono molti i vincoli da rispettare e gli elementi da considerare. Generalmente si dispongono i canali principali lungo le linee di compluvio principali, si cerca di dare ai canali un andamento a spezzata e non curvilineo, si deve tenere conto delle condotte irrigue.

Si dimensionano i canali principali e secondari, non la rete capillare.

5.3 STIMA DI FRANCHI

Per il dimensionamento dei canali è fondamentale stabilire di quanto la quota del pelo libero deve restare al di sotto rispetto a quella del terreno.

È necessario allora fissare o determinare i valori dei seguenti franchi:

- *franco di coltivazione*: è il dislivello tra il piano di campagna e il livello della falda idrica durante il periodo invernale. Dipende dal tipo di coltura.

- *franco di bonifica*: è il dislivello tra il piano di campagna e il livello del canale nel periodo di piena invernale. Deve essere tale da garantire il franco di coltivazione, dunque sarà maggiore di quest'ultimo di una quantità che consenta alle acque di falda superficiale di giungere ai canali di scolo, superando le perdite di carico dovute al moto di filtrazione. La detta quantità dipende dalla permeabilità del terreno e dalla massima distanza tra il generico punto del terreno e la canalizzazione più vicina, quindi la differenza tra il franco di bonifica e quello di coltivazione è tanto minore quanto maggiore è l'efficacia di drenaggio della rete.

La differenza tra i due franchi può variare da un minimo di 0,10 m per terreni molto permeabili e per scoline distanti l'una dall'altra fino a 20 m a un massimo di 0,40 m per terreni poco permeabili e scoline distanti tra loro 30 m e oltre.

- *franco di piena*: è il valore minimo che può avere il franco di bonifica per brevi periodi durante piene di notevole entità.

- *franco di costipamento*: nel progettare una bonifica occorre tenere presente che i terreni sui quali si interverrà si trovano sommersi o, comunque, con la falda freatica molto vicina agli strati superficiali. Successivamente, con il prosciugamento del comprensorio gli strati superficiali di terreno si troveranno asciutti e ciò causerà un indubbio mutamento sullo stato di pressione cui saranno sottoposti gli strati inferiori di terreno; si avranno nel tempo dei fenomeni di abbassamento del suolo che, a seconda della sua natura, potrà essere limitato a pochi centimetri o raggiungere valori addirittura dell'ordine dei metri. In ogni

caso, una variazione dell'altimetria per fenomeni di costipamento potrebbe rendere inutilizzabili le opere di bonifica, realizzate perché, ad esempio non sarebbe più possibile lo scolo delle acque.

Per il dimensionamento della rete dei canali è stato considerato il franco di piena pari a 30 cm, per piogge con tempo di ritorno di 25 anni. Come già detto, la zona di bonifica di Viareggio Sud è ormai esistente da molti decenni, quindi il franco di costipamento non viene preso in considerazione.

5.4 COEFFICIENTI DI AFFLUSSO E DEFLUSSO NELLE BONIFICHE

Prima di affrontare il dimensionamento dei collettori della rete è opportuno capire il significato di alcuni coefficienti utili nello svolgimento dei calcoli.

Quando la pioggia cade sul terreno, non tutta va a formare il deflusso superficiale, si hanno infatti delle perdite per infiltrazione nel terreno, per intercettazione da parte della vegetazione, per evapotraspirazione, per immagazzinamento nelle depressioni naturali e per detenzione superficiale (velo d'acqua).

Si possono dare le seguenti definizioni:

- *coefficiente di afflusso*: è l'aliquota di pioggia che si trasforma in deflusso ed è dato, fino ad un generico istante t , dal rapporto (< 1) tra il volume affluito alla rete e il volume di pioggia fino all'istante t
- *coefficiente di deflusso*: è dato, fino ad un generico istante t , dal rapporto tra il volume defluito dalla sezione terminale della rete idraulica e il volume di pioggia fino all'istante t .

Tali coefficienti vengono forniti per le bonifiche in base a ricerche e misure dirette effettuate sulla Bonifica Ferrarese dal Pasini negli anni 1899-1909.

Non è stato possibile estendere questi risultati alla bonifica in esame, data la diversa natura dei terreni e del clima rispetto a quella Ferrarese. È stato trovato allora il coefficiente di afflusso di ogni area scolante parziale per via iterativa, durante il dimensionamento dei canali con il metodo dell'invaso. Tale procedura sarà spiegata successivamente nel paragrafo 5.6.5 .

5.5 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DEI COLLETTORI

Il dimensionamento dei canali viene effettuato tramite la formula a moto uniforme di Chezy:

$$Q = \Omega \chi \sqrt{Ri} \quad (1)$$

dove:

- Q = portata liquida in m^3/s
- Ω = area liquida in m^2
- R = raggio idraulico in m
- i = pendenza di fondo
- χ = coefficiente che può essere ricavato dalle formule di Gauckler-Strikler, Bazin, Kutter o Marchi. Tra queste è stata adoperata la formula di Bazin:

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (2)$$

dove γ è il coefficiente di Bazin, determinato in base alla seguente tabella.

I collettori dovranno essere dimensionati in modo da far defluire la portata calcolata senza che le velocità superino determinati valori limite che, per i canali non rivestiti, dipendono dalla natura del terreno.

Si indicano si solito come velocità minime, 0.2–0.3 m/s per le acque di piena dei canali, al fine di evitare sovrabbondante vegetazione ed esalazioni dannose.

TIPO DI CANALE	$\gamma \left[m^{\frac{1}{2}} \right]$ (Bazin)
Canali in terra in buono stato di manutenzione	1,30
Canali in terra in cattivo stato di manutenzione	1,75
Canali rivestiti in cemento, a seconda del grado di scabrezza del rivestimento e della manutenzione	0,10-0,55
Canali rivestiti con materassi Reno non bitumati	1,00-1,30
Canali rivestiti con materassi Reno bitumati	0,46-0,75

Tabella 14 – Coefficiente di scabrezza per vari tipi di canale

Le velocità massime ammissibili sono collegate alla necessità di impedire la corrosione del fondo e delle sponde.

Come indicazione di tali valori si può consultare la tabella di Fortier-Scobey (1926) che riporta le velocità massime ammissibili relative al deflusso di acque chiare in canali non rivestiti.

Materiali dell'alveo	Velocità in m/s quando	
	la corrente non trasporta mat.colloidale	trasporta in sospensione mat.colloidale
Sabbia fine (non colloidale)	0.45	0.75
Terreno argillo-sabbioso (non colloidale)	0.55	0.75
Terreno argillo-limoso	0.60	0.90
Limi normali	0.75	1.05
Ghiaia fine	0.75	1.50
Argilla compatta	1.15	1.50
Ghiaia grossolana	1.20	1.85
Ciottoli e breccie	1.50	1.70
Argilloscisti	1.85	1.85

Tabella 15 – Velocità massime ammissibili in canali non rivestiti secondo Fortier-Scobey

La velocità massima ammissibile presa in considerazione per il dimensionamento della rete è di 0,5 m/s.

Per raggiungere i limiti prefissati di velocità, solitamente, vengono assegnate ai canali sezioni molto larghe e altezze limitate, in questo modo si riduce il raggio idraulico.

Da monte verso valle, a causa dell'aumento della portata, le sezioni dei collettori devono aumentare e la loro pendenza generalmente diminuire. Gli allargamenti di sezioni alle confluenze di canali si effettuano con tratti di raccordo, e dove occorre, con soglie di fondo, le quali possono pure avere lo scopo di ridurre le pendenze e le velocità, dove sia necessario.

Solitamente i canali hanno sezione trapezia, con scarpa delle sponde adeguata alla natura del terreno ($n = 1.5-2$ e oltre).

5.5.1 Influenza della vegetazione nei canali

I canali di bonifica sono scavati in terra e generalmente non hanno rivestimento, questo perché devono adempiere non solo alla funzione di trasporto d'acqua, ma anche di drenaggio e abbassamento della falda freatica.

Possono essere rivestiti nel caso di raccordi a manufatti o dove la natura del terreno lo richieda affinché le scarpate non abbiano cedimenti.

La vegetazione sulle scarpate aiuta la conservazione dei canali stessi. È però necessaria un'opera di manutenzione ordinaria delle sponde e del fondo, altrimenti si avrebbe una riduzione di sezione e un ostacolo al passaggio dell'acqua, considerato che aumenta anche il coefficiente di resistenza.

Nel territorio del bacino viareggino il Consorzio di Bonifica effettua una manutenzione ordinaria una volta all'anno, nel mese di settembre, prima della stagione più critica.

5.6 METODO DELL'INVASO

Il metodo dell'invaso fu introdotto nel 1904 da G. Fantoli, che nella relazione della Commissione nominata dal Comune di Milano per lo studio della fognatura della città introdusse un criterio basato sulla capacità che hanno i canali, antecedentemente vuoti o in stato di magra, di invasare l'acqua di pioggia.

U. Puppini nel 1923 estese il metodo dell'invaso alle bonifiche. Questo procedimento però richiedeva la verifica per tutte le piogge critiche considerate. Per ovviare a tale difficoltà, nel 1929, il Supino propose di regolarizzare le altezze di pioggia massime in curve che le legavano alle durate t , espresse nella nota formula $h=at^n$ e di determinare quindi il valore di t che rende massimo l'invaso necessario e di conseguenza la sezione idraulica.

Tra i vari studi, quelli fatti da Supino risultano molto importanti perché hanno condotto ad una serie di precisazioni e di semplificazioni che rendono facilmente applicabile il metodo a qualsiasi rete idraulica.

Il metodo dell'invaso si basa sull'ipotesi che il volume liquido affluente ad un collettore in un intervallo di tempo infinitesimo dt , in parte defluisce nella sezione terminale del collettore stesso ed in parte dà luogo ad una variazione del volume di invasore del collettore, variazione che sarà positiva durante la fase di riempimento e negativa durante quella di vuotamento.

Per un collettore isolato che ha in ingresso la portata p e in uscita la portata q , l'equazione di continuità è la seguente:

$$(p - q)dt = dv$$

dove:

- p = portata affluente al collettore, che si suppone costante durante la pioggia pari a $k \cdot l \cdot A$
- q = portata defluente all'istante t
- dv = variazione volume invasore nel collettore nell'intervallo di tempo dt

L'ipotesi fondamentale del metodo è che il pelo libero nel collettore sia parallelo al fondo, quindi che il moto sia assimilabile a uniforme, per cui esiste una diretta proporzionalità tra l'area liquida e il volume del collettore e la scala di deflusso viene ad essere la stessa per tutte le sezioni del collettore.

La scala di deflusso $q = (\omega)$ del collettore è data da:

$$q = \mu \cdot \omega^\alpha \quad ; \quad Q = \mu \cdot \Omega^\alpha \quad (3)$$

dove:

- ω = sezione liquida generica del collettore alla quale corrisponde la portata q
- Ω = sezione totale del collettore stesso (altezza liquida che non si intende superare) alla quale corrisponde la portata Q

- $\alpha, \mu =$ costanti che dipendono dal tipo di sezione.

Il volume di invaso v relativo alla sezione ω e quello V corrispondente alla sezione intera Ω , sono dati rispettivamente da:

$$v = \omega \cdot L \quad ; \quad V = \Omega \cdot L \quad (4)$$

dalle (3) e le (4) si ottiene:

$$\frac{v}{V} = \frac{\omega}{\Omega} \quad (5) \quad \text{e} \quad \frac{q}{Q} = \left(\frac{\omega}{\Omega} \right)^\alpha \quad (6)$$

Sostituendo la (5) nella (6) si ha:

$$v = V \cdot \left(\frac{q}{Q} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (7)$$

da cui:

$$dv = \frac{V}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}}} q^{\left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right)} dq \quad (8)$$

Sostituendo la (7) nella (1) si ricava:

$$(p - q)dt = \frac{V}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}}} q^{\left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right)} dq \quad (9)$$

Per integrazione, si introducono le variabili: $z = \frac{q}{p}$, $Z = \frac{Q}{p}$:

$$(1-z)dt = \frac{Vp^{\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)}}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}}} z^{\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)} dz \quad (10)$$

Separando le variabili z e t :

$$\int_0^t dt = \frac{Vp^{\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)}}{\alpha Q^{\frac{1}{\alpha}}} \cdot \int_0^z z^{\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)} dz \quad (11)$$

Integrando per serie e posto:

$$\Phi_{\alpha}(z) = \frac{1}{\alpha \cdot z^{\frac{1}{\alpha}}} \int_0^z \frac{z^{\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)}}{1-z} dz \quad (12)$$

si ottiene

$$t = \frac{Vp^{\frac{1}{\alpha}-1}}{Q^{\frac{1}{\alpha}}} z^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \Phi_{\alpha}(z) \quad (13)$$

L'equazione (13) lega l'istante generico t a z , quindi è possibile trovare la portata q all'istante iniziale.

Integrando la (13) tra 0 e Z si ricava l'istante in cui si verifica la Q , cioè, il tempo di riempimento del collettore T_R :

$$T_R = \frac{V p^{\frac{1}{\alpha}-1}}{Q^{\frac{1}{\alpha}}} Z^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \Phi_{\alpha}(Z) \quad (14)$$

Essendo $Z = \frac{Q}{p}$, la (2) può anche essere scritta nelle forme:

$$T_R = \frac{V}{p} \cdot \Phi_{\alpha}(Z) \quad (15)$$

$$T_R = \frac{V}{Q} \cdot Z \cdot \Phi_{\alpha}(Z) \quad (16)$$

I valori di $\Phi_{\alpha}(Z)$ sono tabulati (Allegato 2).

Ai fini della verifica, fissata una generica durata di pioggia T_P , deve risultare:

$$T_R \geq T_P \quad (17)$$

La (17) garantisce la sufficienza del collettore a smaltire la portata affluente conseguente ad una durata di pioggia T_P , ma non ci dice niente riguardo alle portate affluenti di durata diversa da quella considerata.

Pertanto la relazione (17) deve essere verificata per diverse durate di pioggia.

Ci sono dei valori limite di durata T_{P1} , T_{P2} entro i quali vanno effettuate le verifiche.

Per $T_P < T_{P1}$, il volume affluente al collettore risulta inferiore al volume V di invaso dello stesso, quindi può essere contenuto in questo:

$$T_{P1} = \left(\frac{V}{KaA} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (18)$$

Per $T_p > T_{p2}$, la portata affluente p risulta minore o uguale a quella Q che il collettore può smaltire e la verifica è sicuramente soddisfatta:

$$T_{p2} = \left(\frac{Q}{KaA} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (19)$$

5.6.1 Determinazione del coefficiente udometrico

Il dimensionamento di un generico collettore viene effettuato in riferimento alla portata Q che ha la seguente forma:

$$Q = u \cdot A \quad (20)$$

dove:

- u = coefficiente udometrico [l/s*ha]
- A = area scolante totale [ha]

Il Puppini e il Supino hanno ricavato l'espressione di u col metodo dell'invaso, uguagliando la durata di pioggia generica T_p al tempo di riempimento del collettore T_R . Questo perché un collettore ben dimensionato deve essere tale che, in corrispondenza di una determinata durata di pioggia $T_{p_{cr}}$, detta durata critica, risulti $T_R = T_{p_{cr}}$ e per tutte le altre durate di pioggia, sia maggiori che minori di $T_{p_{cr}}$, risulti $T_R > T_{p_{cr}}$.

La (3) ha fornito un'espressione di T_R :

$$T_R = \frac{V}{Q} Z \cdot \Phi_\alpha(Z) \quad (21)$$

La portata p affluente al collettore, che si suppone costante durante la pioggia, vale:

$$p = K \cdot l \cdot A = K \cdot a \cdot A \cdot T_p^{n-1} \quad (22)$$

da cui, ponendo $p = \frac{Q}{Z}$:

$$T_p = \left(\frac{Q}{Z \cdot K \cdot a \cdot A} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (23)$$

Ponendo ora $T_R = T_{Pcr}$, dopo una serie di passaggi si giunge all'espressione del coefficiente udometrico u , definito come portata per unità di area scolante:

$$u = Z [\Phi_\alpha(Z)]^{\frac{n-1}{n}} \cdot \frac{(K \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\frac{1}{1-n}}} \quad (24)$$

dove $w = V/A$ invaso specifico.

A questo punto va dimensionato il collettore per il valore della pioggia critica che rende massimo u . Si ottiene ciò derivando la (24) rispetto a Z e uguagliando a zero la derivata.

In questo modo si trova la Z_{crit} , quella cioè che dà u_{max} , e quindi la portata Q per la quale va dimensionato il collettore. Tralasciando i passaggi, il risultato finale è il seguente:

$$n = \frac{\frac{1}{\alpha} \left[\frac{1}{1-Z} - \Phi_\alpha(Z) \right]}{\Phi_\alpha(Z) + \frac{1}{\alpha} \left[\frac{1}{1-Z} - \Phi_\alpha(Z) \right]} \quad (25)$$

La (25) rappresenta, per ogni valore di α , il legame esistente tra n e Z_{crit} e può essere risolta fissando un valore di Z e determinando quindi $\Phi_\alpha(Z)$, con

questo si determina il valore di n . Ripetendo i calcoli per vari Z si trova la funzione esplicita $n=n(Z_{crit})$ e anche la funzione inversa, implicita, $Z_{crit}=Z_{crit}(n)$, dalla quale si ricava, per ogni valore dell'esponente n della curva di possibilità pluviometrica, il valore di Z_{crit} .

Trovata la Z_{crit} si calcola la $\Phi_\alpha(Z_{crit})$ e quindi $[\Phi_\alpha(Z_{crit})]^{\frac{n-1}{n}}$ con la quale si entra nella (24) e si determina il coefficiente udometrico u per cui va dimensionato il collettore.

La funzione $Z_{crit}[\Phi_\alpha(Z_{crit})]^{\frac{n-1}{n}}$ è stata approssimata da Puppini e da Supino. In questo studio è stata presa l'espressione fornita da Puppini:

$$u = (30\alpha + 60) \cdot n \cdot \frac{(K \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\frac{1}{1-n}}} \quad (26)$$

con u espresso in $[l/s \cdot ha]$, w in $[metri]$, a in $[m/giorni^n]$.

Nel paragrafo 5.6.5 verrà esposto il metodo iterativo utilizzato per il dimensionamento dei collettori, mostrando come sono state usate le formule ricavate fino a questo punto.

5.6.2 Estensione del metodo dell'invaso alle reti di bonifica

Le operazioni svolte fino ad ora per un collettore isolato devono essere estese ad una rete di collettori. Per fare ciò è necessario porre delle ipotesi:

- Funzionamento dei collettori *sincrono* e *autonomo*.

Sincrono significa che i collettori si riempiono e si svuotano simultaneamente. Autonomo significa che un qualsiasi collettore, inserito nella rete, deve comportarsi come se fosse isolato. Dunque i collettori non devono essere rigurgitati da valle.

Affinché non si verifichino forti rigurgiti a monte bisogna fare in modo che, procedendo verso valle, i collettori smaltiscano le maggiori portate con

sezioni più larghe e con piccoli aumenti di altezza liquida. Se quest'ultima raggiunge valori troppo elevati, si inserisce un salto di fondo.

Il funzionamento sincrono e autonomo di reti complesse non è verificato, infatti ogni collettore ha una propria durata della pioggia critica e per questo motivo il loro massimo grado di riempimento avviene in istanti molto diversi a partire dall'inizio della pioggia.

Inoltre, il funzionamento non è neppure autonomo, visto che il collettore nel quale si ha il massimo riempimento, provoca dei rigurgiti nei collettori a monte, dove si avrebbero delle minori altezze.

Tuttavia, il metodo dell'invaso porta a dei risultati accettabili se viene valutato correttamente il volume di invaso V della rete stessa e l'invaso specifico w .

In pratica, per ogni collettore bisogna mettere in conto il volume invasato dalla rete capillare più quello invasato nel collettore stesso e in tutta la rete a monte quando si verifica per tale collettore la pioggia di durata critica.

5.6.3 Valutazione del volume dei piccoli invasi

Il volume dei piccoli invasi w_p è il volume d'acqua che si trova sul terreno e nelle reti elementari.

Il valore di w_p nelle reti di bonifica è abbastanza elevato e può assumere i seguenti valori:

- terreni con pendenze non trascurabili, $w_p = 100 \div 130 \text{ m}^3/\text{ha}$
- terreni quasi perfettamente pianeggianti, $w_p = 140 \div 180 \text{ m}^3/\text{ha}$

5.6.4 Osservazioni sull'applicazione del metodo dell'invaso

Nell'applicazione del metodo dell'invaso ad una bonifica, l'ipotesi di funzionamento sincrono ed autonome (vedi 5.6.2) del singolo collettore non è l'unica che viene presa.

Un'altra ipotesi fondamentale del metodo è che il pelo libero risulti parallelo al fondo, fatto che non avviene nella realtà, visto che la portata defluente aumenta da monte verso valle per effetto degli afflussi laterali e il moto è vario durante l'onda di piena.

Però è stato dimostrato che le grandezze variano con estrema gradualità nello spazio e nel tempo e si può ritenere che, istante per istante, il pelo libero sia parallelo al fondo, senza fare grossi errori.

Nel dimensionamento verrà preso un solo valore del coefficiente α pari 1,5 per tutti i collettori. Questo è un ulteriore errore, ma poiché il campo di variazione del coefficiente nelle bonifiche è piccolo (da $4/3$ a $5/3$), si può ritenere l'errore trascurabile.

Infine, viene presa l'ipotesi di intensità di afflusso costante durante l'evento pluviometrico, cosa non vera poiché l'intensità di pioggia varia nel tempo.

5.6.5 Dimensionamento dei collettori della rete

Il dimensionamento dei collettori viene effettuato da monte verso valle, con una serie di iterazioni, poiché a priori non si conosce il valore dell'invaso del collettore.

L'iterazione viene effettuata anche per determinare il coefficiente di afflusso k per il quale, come enunciato nel paragrafo 5.4, non è stato preso il valore fornito dal Pasini di 0,56.

I dati di ingresso sono sotto elencati:

- L_p = lunghezza del collettore in esame
- A_p = area scolante parziale del collettore
- A_t = area scolante totale del collettore
- w_p = volume dei piccoli invasi
- a, n = parametri della curva di possibilità pluviometrica
- $\alpha = 1,5$ per sezione trapezia
- i = pendenza di fondo del collettore
- $\beta = 0,1$ (coefficiente nella formula della pioggia netta)
- $\gamma = 1,75 \text{ m}^{1/2}$ (coefficiente di Bazin)
- b = base della sezione collettore (1° tentativo)
- h_l = altezza liquida del collettore (1° tentativo)

Le lunghezze e le aree scolanti dei collettori sono state determinate nel quarto capitolo. Il volume dei piccoli invasi è stato preso pari a $180 \text{ m}^3/\text{ha}$ visto l'andamento pianeggiante in tutto il bacino.

I coefficienti della curva di possibilità pluviometrica sono quelli per una pioggia venticinquennale della distribuzione di Gumbel calcolata con il metodo dei minimi quadrati (tabella 9).

Inseriti i dati sopra citati, si determinano, fissando l'altezza liquida di 1° tentativo h' , i dati seguenti:

- V_c = invaso del collettore
- V_{ctot} = invaso dei collettori a monte del collettore e del collettore di calcolo
- V_{ctot} = invaso dei collettori a monte del collettore e del collettore di calcolo
- w_c = invaso specifico del collettore, calcolato con la formula:

$$w_c = \frac{\sum_i \Omega_i L_i}{A} + \frac{\Omega_n L_n}{A} \quad \text{con:}$$

- Ω_i e L_i = area e lunghezza dell' i -esimo collettore che versa nel collettore di calcolo
- Ω_n e L_n = area e lunghezza del collettore di calcolo
- w_t = invaso specifico complessivo del collettore, uguale alla somma di w_c con w_p
- Z_{cr} , $\Phi(Z_{cr})$ = calcolati attraverso l'utilizzo della tabella in allegato....

A questo punto si procede con il calcolo iterativo: fissata T'_{pc} tempo di pioggia di 1° tentativo, si calcola l'altezza di pioggia pari a $h = a \cdot (T'_{pc})^n$. Noto il CN dell'area scolante totale del collettore, si determina l'altezza di pioggia netta attraverso le formule del metodo SCS-CN.

Il coefficiente k si può quindi calcolare come rapporto dell'altezza di pioggia netta e dell'altezza di pioggia grezza $k = h_n/h$. A questo punto si possono determinare il coefficiente udometrico u mediante la (26) e la portata $Q = u \cdot A_t$.

Il tempo di pioggia critica si può calcolare mediante la (23); si confronta questo valore con quello di primo tentativo, fino a che non siano simili.

Il dimensionamento del collettore viene effettuato con la formula di Chezy (1), dopo aver determinato i valori della velocità della corrente, del contorno bagnato e del raggio idraulico; questo valore della portata calcolato deve essere simile al valore della portata $Q = u \cdot A_t$.

Quindi il processo consiste in una doppia iterazione, una per la determinazione del coefficiente k e di conseguenza una per il dimensionamento del collettore.

Per rendere più chiaro il procedimento, si riporta l'esemplificazione numerica del foglio di calcolo usato per il dimensionamento del collettore n°46 (Fosso Matelli) del bacino Guidario-Matelli.

I dati iniziali del collettore sono:

- $L_c = 216,4 \text{ m}$
- $A_p = 2,2 \text{ ha}$
- $A_t = 74,2 \text{ ha}$
- $i_c = 0,0004$
- $CN = 57$

Inoltre ci sono i dati iniziali comuni a tutto il bacino:

- $a = 68,22 \text{ mm/h}^n$
- $n = 0,270$
- $\alpha = 1,5$
- $\beta = 0,1$
- $\gamma = 1,75 \text{ m}^{1/2}$
- $w_p = 180 \text{ m}^3/\text{ha}$
- $Z_{cr} = 0,506$
- $\Phi(Z_{cr}) = 1,307$

Si assegnano i valori della sezione di 1° tentativo $b=3,00 \text{ m}$ e $h_l=0,45\text{m}$, con cui mi determino le seguenti grandezze:

- $\Omega = 1,55 \text{ m}^2$
- $V_c = \Omega_c * L_c = 335,96 \text{ m}^3$
- $V_{ctot} = 2846,97 \text{ m}^3$
- $w_c = 38,37 \text{ m}^3/\text{ha}$
- $w_t = 218,37 \text{ m}^3/\text{ha}$

Si assegna il valore di 1° tentativo per il tempo di pioggia critica $T'_{pc}=4,5$ ore, si calcolano le altezze di pioggia grezza e netta al fine di determinare il coefficiente k :

- $h = 102,4 \text{ mm}$
- $h_n = \frac{(h - I_a)^2}{(h - I_a + S)} = \frac{(102,4 - 19,2)^2}{(102,4 - 19,2 + 191,6)} = 25,2$
- $k = 25,2/102,4 = 0,246$

Si calcolano il coefficiente udometrico e la portata $Q = u \cdot A_t$, che permettono quindi di trovare T_{pc} da confrontare con il valore di 1° tentativo:

- $u = (30\alpha + 60) \cdot n \cdot \frac{(K \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\frac{1}{n}-1}} = 5,617 \text{ l/s} \cdot ha$
- $Q = u \cdot A_t = 0,417$
- $T_p = \left(\frac{Q}{Z_{cr} \cdot K \cdot a \cdot A} \right)^{\frac{1}{n-1}} = 7,146 \text{ ore}$

Con i valori di primo tentativo si determina la portata attraverso la formula di Chezy, dopo aver calcolato la velocità della corrente, il contorno bagnato e il raggio idraulico:

- $V = \frac{Q}{\Omega_c} = 0,268 \text{ m/s}$
- $C = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + N \cdot h} = 4,27 \text{ m}$ con N = scarpa della sezione
- $R = \frac{\Omega_c}{C} = 0,36 \text{ m}$
- $Q = \Omega \chi \sqrt{Ri} = 0,417 \text{ m}^3 / \text{s}$

L'iterazione prosegue fino a quando il valore di T_p converge ad un unico valore, e le due portate calcolate siano simili.

Si assegna quindi un secondo valore di tentativo $T_{pc}'' = 5,5ore$, e si prosegue fino a che non si arriva ad un valore di $T_{pc}'' = 6,6ore$.

Con questa durata, si ottengono i valori di Q :

$$Q = u \cdot A_t = 0,417 m^3 / s$$

$$Q = \Omega \chi \sqrt{Ri} = 0,532 m^3 / s$$

Per rendere i valori coincidenti bisogna quindi dare un valore dell'altezza liquida maggiore; con un valore di $h_l = 0,51m$ si ottiene il dimensionamento del collettore.

Nelle tabelle successive sono riportati i valori ottenuti per tutti i bacini.

BACINO FOSSO DELLE TORBIERE						
		Torbiere	Torbiere	Trogola	Trogola	Torbiere
Collettore		11	11'	12	12'	13
L	[m]	730.2	469.5	114.2	139.8	406.6
A _p	[ha]	45.8	13.0	5.6	1.3	10.4
A _t	[ha]	45.8	58.7	5.6	6.9	75.9
b	[m]	0.75	2.80	0.75	1.50	4.00
h	[m]	0.75	0.78	0.75	0.41	0.83
Ω	[m ²]	0.44	2.79	0.44	0.78	4.01
i			0.0005		0.0005	0.0004
V _c	[m ³]	322.43	1311.03	50.43	109.48	1630.02
V _{ctot}	[m ³]	322.43	1633.46	50.43	95.96	3359.44
w _c	[m ³ /ha]	7.048	27.827	9.037	13.947	44.238
w _t	[m ³ /ha]	187.05	207.83	189.04	193.95	224.24
k			0.337		0.350	0.365
u	[l/s*ha]		20.66		28.45	22.60
T _{pc}	[ore]		1.849		1.253	1.824
V	[m/s]		0.434		0.250	0.428
Q	[m ³ /s]		1.214		0.196	1.731
BACINO BERLINDA						
		Trogola	Berlinda	Trogola	Trogola	Berlinda
Collettore		21	22	23	24	25
L	[m]	231.7	359.8	64.9	361.2	305.0
A _p	[ha]	4.5	4.4	0.2	5.6	5.2
A _t	[ha]	4.5	4.4	9.0	5.6	19.8
b	[m]	0.60	0.50	0.60	0.50	1.40
h	[m]	0.24	0.25	0.34	0.29	0.47
Ω	[m ²]	0.20	0.19	0.32	0.23	0.88
i		0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
V _c	[m ³]	46.7	67.5	20.7	82.8	268.1
V _{ctot}	[m ³]	46.7	67.5	134.9	82.8	485.7
w _c	[m ³ /ha]	10.4	15.4	15.0	14.8	24.5
w _t	[m ³ /ha]	190.4	195.4	195.0	194.8	204.5
k		0.229	0.223	0.231	0.235	0.283
u	[l/s*ha]	6.27	5.25	6.04	6.42	11.28
T _{pc}	[ore]	5.585	6.846	5.932	5.575	3.332
V	[m/s]	0.139	0.122	0.170	0.157	0.254
Q	[m ³ /s]	0.026	0.024	0.052	0.032	0.212

Tabella 16

BACINO TROGOLA-FOSSO DELLE CARBONAIE								
		LamaLunga	LamaLunga	Carbonaie	Guidario	Guidario	Pardini	Guidario
Collettore		31	31'	32	33	33'	34	35
L	[m]	682.8	907.3	583.5	550.5	550.0	351.2	293.4
A _p	[ha]	34.5	27.0	0.0	25.2	23.7	9.4	9.5
A _t	[ha]	34.5	61.5	34.5	25.3	48.9	58.3	9.5
b	[m]	1.20	1.50	0.75	1.50	2.00	1.40	0.70
h	[m]	0.48	0.58	0.75	0.39	0.46	0.56	0.27
Ω	[m ²]	0.81	1.21	0.44	0.74	1.13	1.10	0.26
i		0.00035	0.00035	0.0005	0.0003	0.0003	0.0004	0.0008
V _c	[m ³]	550.6	1094.6	257.7	405.8	622.4	385.5	76.8
V _{ctot}	[m ³]	550.6	1645.2	257.7	328.3	950.7	1336.2	76.8
w _c	[m ³ /ha]	16.0	26.8	7.5	13.0	19.4	22.9	8.1
w _t	[m ³ /ha]	196.0	206.8	187.5	193.0	199.4	202.9	188.1
k		0.223	0.230		0.221	0.225	0.227	0.218
u	[l/s*ha]	5.24	5.04		5.29	5.17	5.04	5.39
T _{pc}	[ore]	6.879	7.545		6.703	7.091	7.397	6.415
V	[m/s]	0.224	0.257		0.182	0.223	0.268	0.196
Q	[m ³ /s]	0.179	0.318		0.138	0.250	0.298	0.053
		Guidario	Scolmatore	Trogola	Trogola	Trogola	Trogola	Carbonaie
Collettore		36	37	38	38'	39	310	311
L	[m]	182.4	350.3	101.0	771.2	310.5	301.2	305.0
A _p	[ha]	12.0	9.4	1.1	27.2	7.3	6.8	4.3
A _t	[ha]	12.0	30.9	1.1	28.3	93.9	131.6	197.4
b	[m]	0.70	1.00	0.50	3.00	3.50	4.00	4.20
h	[m]	0.30	0.48	0.31	0.67	0.72	0.78	0.81
Ω	[m ²]	0.30	0.71	0.25	2.46	3.04	3.73	4.06
i		0.0007	0.0005	0.0010	0.0002	0.0002	0.0002	0.0003
V _c	[m ³]	54.7	248.9	25.4	1896.3	943.4	1123.0	1237.7
V _{ctot}	[m ³]	54.7	380.4	25.4	1921.7	4201.3	5704.7	7831.2
w _c	[m ³ /ha]	4.6	12.3	23.1	67.9	44.7	43.3	39.7
w _t	[m ³ /ha]	184.6	192.3	203.1	247.9	224.7	223.3	219.7
k		0.216	0.226	0.423	0.390	0.283	0.283	0.269
u	[l/s*ha]	5.46	5.75	50.79	21.91	8.76	8.81	7.66
T _{pc}	[ore]	6.213	6.152	0.735	2.080	4.715	4.661	5.271
V	[m/s]	0.218	0.250	0.222	0.252	0.271	0.311	0.373
Q	[m ³ /s]	0.061	0.181	0.058	0.618	0.824	1.091	1.505

Tabella 17

BACINO GUIDARIO-MATELLI							
		Guidario	Guidario	Matelli	Trogola	Trogola	Matelli
Collettore		41	42	43	44	45	46
L	[m]	292.4	780.2	341.3	278.2	277.9	216.4
A _p	[ha]	12.6	36.9	8.3	5.6	8.6	2.2
A _t	[ha]	12.6	36.9	57.8	5.6	8.6	74.2
b	[m]	0.70	1.30	2.00	0.80	1.40	3.00
h	[m]	0.32	0.47	0.48	0.40	0.43	0.51
Ω	[m ²]	0.33	0.83	1.19	0.48	0.79	1.79
i		0.0007	0.0003	0.0003	0.0007	0.0005	0.0004
V _c	[m ³]	95.4	649.0	406.3	133.5	218.7	387.4
V _{ctot}	[m ³]	95.4	1657.1	2158.8	133.5	218.7	2898.4
w _c	[m ³ /ha]	7.6	44.9	37.3	23.8	25.4	39.1
w _t	[m ³ /ha]	187.6	224.9	217.3	203.8	205.4	219.1
k		0.218	0.240	0.236	0.342	0.343	0.263
u	[l/s*ha]	5.40	4.73	4.85	22.87	22.68	7.11
T _{pc}	[ore]	6.384	8.737	8.231	1.639	1.665	5.666
V	[m/s]	0.208	0.210	0.236	0.267	0.248	0.295
Q	[m ³ /s]	0.069	0.172	0.271	0.122	0.200	0.526
BACINO LAMA LUNGA				BACINO FIASCHETTA			
		Lama Lunga	Lama Lunga			Fiaschetta	Fiaschetta
Collettore		51	51'	Collettore		71	71'
L	[m]	1021.4	780.6	L	[m]	1192.1	1237.2
A _p	[ha]	49.3	33.3	A _p	[ha]	31.9	32.8
A _t	[ha]	49.3	82.0	A _t	[ha]	31.9	64.7
b	[m]	1.50	2.20	b	[m]	1.20	1.70
h	[m]	0.50	0.72	h	[m]	0.47	0.58
Ω	[m ²]	1.00	2.10	Ω	[m ²]	0.78	1.32
i		0.0004	0.0004	i		0.0003	0.0003
V _c	[m ³]	1021.4	1641.1	V _c	[m ³]	935.7	1636.1
V _{ctot}	[m ³]	1021.4	2662.5	V _{ctot}	[m ³]	935.7	1636.1
w _c	[m ³ /ha]	20.7	32.5	w _c	[m ³ /ha]	29.3	25.3
w _t	[m ³ /ha]	200.7	212.5	w _t	[m ³ /ha]	209.3	205.3
k		0.226	0.276	k		0.231	0.229
u	[l/s*ha]	5.15	9.19	u	[l/s*ha]	4.99	5.06
T _{pc}	[ore]	7.168	4.248	T _{pc}	[ore]	7.708	7.453
V	[m/s]	0.254	0.359	V	[m/s]	0.203	0.248
Q	[m ³ /s]	0.256	0.740	Q	[m ³ /s]	0.159	0.332

Tabella 18

BACINO FONTANELLA							
		Fontanella	Fontanella	Fontanella	Fontanella		
Collettore		61	61'	62	63		
L	[m]	1213.2	1169.5	286.1	748.2		
A _p	[ha]	69.4	47.6	9.7	13.9		
A _t	[ha]	69.4	117.0	126.7	140.6		
b	[m]	1.90	2.40	1.00	2.90		
h	[m]	0.61	0.71	1.00	0.76		
Ω	[m ²]	1.53	2.21	0.79	2.78		
i		0.0002	0.0002	0.0002	0.0002		
V _c	[m ³]	1857.5	2582.4	224.6	2081.2		
V _{ctot}	[m ³]	1857.5	4439.9	4664.5	6745.7		
w _c	[m ³ /ha]	26.8	37.9	36.8	48.0		
w _t	[m ³ /ha]	206.8	217.9	216.8	228.0		
k		0.230	0.236		0.252		
u	[l/s*ha]	5.04	4.84		5.47		
T _{pc}	[ore]	7.547	8.270		7.668		
V	[m/s]	0.228	0.257		0.276		
Q	[m ³ /s]	0.332	0.554		0.756		
BACINO FOSSO DI SCOLO				BACINO TROGOLA-ZUCCHI			
		Fosso di Scolo	Fosso di Scolo			Trogola	Zucchi
Collettore		81	81'	Collettore		91	92
L	[m]	969.3	1474.1	L	[m]	961.9	282.3
A _p	[ha]	116.9	98.6	A _p	[ha]	21.6	5.1
A _t	[ha]	116.9	215.5	A _t	[ha]	21.6	26.7
b	[m]	1.50	1.50	b	[m]	3.00	3.00
h	[m]	0.51	0.59	h	[m]	0.59	0.67
Ω	[m ²]	1.03	1.23	Ω	[m ²]	2.12	2.46
i		0.0003	0.0003	i		0.0003	0.0003
V _c	[m ³]	993.6	1817.7	V _c	[m ³]	2037.4	694.1
V _{ctot}	[m ³]	993.6	1817.7	V _{ctot}	[m ³]	2037.4	2731.5
w _c	[m ³ /ha]	8.5	8.4	w _c	[m ³ /ha]	94.3	102.3
w _t	[m ³ /ha]	188.5	188.4	w _t	[m ³ /ha]	274.3	282.3
k		0.166	0.151	k		0.445	0.460
u	[l/s*ha]	1.96	1.35	u	[l/s*ha]	27.06	28.40
T _{pc}	[ore]	17.668	25.575	T _{pc}	[ore]	1.863	1.827
V	[m/s]	0.224	0.237	V	[m/s]	0.276	0.308
Q	[m ³ /s]	0.230	0.305	Q	[m ³ /s]	0.597	0.757

Tabella 19

CAPITOLO 6 VERIFICA IDRAULICA DEI COLLETTORI

6.1 DESCRIZIONE DEL SOFTWARE HEC-RAS 3.1.3

La verifica dei collettori è stata eseguita mediante il programma di simulazione idraulica HEC-RAS 3.1.3 sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers. È un programma molto diffuso, anche grazie al fatto di essere un programma libero.

Per lo studio dei peli liberi, il programma adotta un'analisi idraulica monodimensionale sull'alveo e sviluppa lo studio sia a moto permanente che a moto vario.

In più è possibile inserire nella schematizzazione più alvei e quindi i relativi incroci, oltre a infrastrutture (tubazioni, ponti, sbarramenti ecc.), in modo da rendere il più reale possibile l'analisi. La forza del programma consiste anche nel fatto che viene data una rappresentazione grafica dei risultati.

Nella verifica dei collettore della rete si è eseguito uno studio a moto permanente. Qui di seguito sono descritte le basi teoriche del programma con questo tipo di moto.

6.1.1 Basi teoriche del programma

La procedura di calcolo per il moto permanente si basa sull'equazione del moto gradualmente variato con un metodo alle differenze finite. L'equazione differenziale del profilo liquido è la seguente:

$$\frac{dH}{ds} = -S_f \quad (27)$$

con:

$$H = z + \frac{v^2}{2g} \quad (28)$$

dove:

- H = carico totale della corrente nella sezione generica di ascissa s misurato rispetto ad un riferimento orizzontale
- S_f = perdita di carico unitaria dovuta alle resistenze continue
- z = quota del pelo liquido misurato rispetto ad un riferimento orizzontale
- v = velocità media della corrente nella sezione generica di ascissa s
- g = accelerazione di gravità.

Passando alle differenze finite la (27), applicata tra due sezioni distanti Δs , può essere scritta nel modo seguente:

$$H_2 - H_1 = S_{fm} \Delta s \quad (29)$$

in cui:

- H_1 = carico totale della corrente nella sezione iniziale
- H_2 = carico totale della corrente nella sezione finale
- S_{fm} = perdita di carico unitaria dovuta alle resistenze continue media tra le due sezioni.

Tenendo conto della (28) ed indicando con i pedici 1 e 2 rispettivamente le grandezze relative alla sezione iniziale e alla sezione finale, la (29) diviene:

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g} - z_2 - \frac{v_2^2}{2g} + \frac{J_1 + J_2}{2} \cdot \Delta s = 0$$

ovvero:

$$z_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2} - z_2 - \frac{Q^2}{2gA_2^2} + \frac{1}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^{\frac{4}{3}}} + \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^{\frac{4}{3}}} \right) \cdot \Delta s = 0 \quad (30)$$

dove:

- Q = portata
- A_1 = area liquida della corrente nella sezione iniziale
- A_2 = area liquida della corrente nella sezione finale
- R_1 = raggio idraulico della sezione iniziale
- R_2 = raggio idraulico della sezione finale.

Essendo le caratteristiche geometriche di una data sezione funzione della sola altezza liquida, la (30) permette di determinare la quota liquida nella sezione terminale di un tratto di corrente di lunghezza Δs una volta che sia nota la quota liquida in corrispondenza della sezione iniziale (condizione al contorno).

L'equazione (30) rappresenta quindi un'equazione non lineare in cui l'incognita è rappresentata dal valore z_2 della quota liquida finale.

Per la determinazione del profilo liquido relativo ad un dato tronco di un corso d'acqua, occorre suddividere tale tronco in una successione di tratti delimitati da sezioni di cui sia nota la geometria. Partendo quindi da una delle sezioni estreme, in cui deve essere noto il valore della quota liquida (condizione al contorno), l'applicazione reiterata della (30) permette di determinare le quote liquide nelle sezioni successive.

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite si utilizza l'equazione di Manning:

$$S_f = \frac{v^2 n^2}{R^{\frac{4}{3}}}$$

dove:

- S_f = perdita di carico distribuita
- v = velocità media della corrente
- n = coefficiente di scabrezza
- R = raggio idraulico della sezione.

Considerando che in letteratura tecnica la portata della corrente liquida può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$Q = K S_f^{\frac{1}{2}}$$

dove il termine K definito conveyance (esso misura l'attitudine di una data sezione a far defluire le portate) diviene, tenendo conto della formula di Manning e introducendo l'area A della sezione liquida:

$$K = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}}$$

Il modello permette la determinazione del profilo liquido secondo tre schemi di calcolo, e precisamente in corrente lenta, corrente veloce e corrente mista.

Il primo schema (subcritical flow), che è applicabile quando la corrente è ovunque lenta e presenta quindi in tutte le sezioni di calcolo un'altezza liquida maggiore dell'altezza critica, richiede che la condizione al contorno sia posta in corrispondenza della sezione estrema di valle del tratto considerato.

Il secondo schema (supercritical flow) è applicabile quando la corrente è ovunque veloce e presenta in tutte le sezioni un'altezza liquida minore dell'altezza critica; richiede che la condizione al contorno sia posta in corrispondenza della sezione estrema di monte del tratto considerato.

Il terzo schema (mixed flow), deve essere utilizzato quando nel tratto in esame si possono verificare transizioni da un tipo di corrente all'altro, dando luogo ad una successione di tronchi con differenti caratteristiche di moto, che nel caso di transizione da corrente veloce a lenta porteranno alla formazione di risalti. Tale schema richiede che siano definite due diverse condizioni al contorno in corrispondenza delle due sezioni estreme del tratto considerato.

6.1.2 Applicazione del programma al bacino di studio

È stata effettuata la verifica dei principali collettori della rete. Le dimensioni dei fossi sono quelle calcolate nel dimensionamento di essi con il metodo dell'invaso. Per definire le quote dei margini dei fossi è stata utilizzata la Cartografia della Regione Toscana.

Quindi la verifica è stata eseguita per tempi di ritorno di 25 anni, con un franco di piena di 30 cm.

Le portate delle sezioni finali sono sempre quelli calcolati nel dimensionamento, mentre nelle sezioni intermedie sono stati immessi valori via via crescenti da monte verso valle per l'afflusso di portate distribuite nell'alveo dalle pendici.

Il coefficiente di Manning è stato preso pari a 0,030, un valore di sicurezza, poiché i fossi sono sottoposti a manutenzione ordinaria intorno al mese di settembre.

È stato utilizzato lo schema della corrente mista, quindi in ogni tratto è stata inserita una condizione al contorno sia nella sezione iniziale che in quella finale.

Sono stati infine considerati i ponti e le tubazioni presenti allo stato attuale, anche se in alcuni casi è stata necessaria una modifica di essi affinché il franco di rispetto fosse verificato.

La schematizzazione della rete nel software parte con la creazione dei 'Geometry Data', in cui vengono inseriti tutti i dati geometrici dei collettori oggetto di verifica. Sono state inserite le sezioni di progetto, le distanze di esse dalla sezione di valle, le tubazioni e i ponti presenti, i coefficienti di Manning dei vari tratti e i margini entro i quali può defluire l'acqua.

Nel file 'Steady Flow Data' sono immessi i valori delle portate nelle varie sezioni e le condizioni al contorno.

I dati sono stati elaborati tramite il file 'Run Steady Analysis' a corrente mista.

I risultati ottenuti sono restituiti dal programma attraverso l'andamento dei profili liquidi in forma grafica, oltre all'altezza liquida nelle sezioni create e a una tabella riassuntiva con diverse informazioni (velocità della corrente, numero di Froude ecc.)

6.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

Di seguito sono mostrati i profili liquidi elaborati dal programma. Nei grafici seguenti sono indicati:

- EG = linea dell'energia
- WS = altezza del pelo libero
- Ground = quota del fondo del canale
- ROB = altezza del margine del canale

mentre nella tabella sono indicati i seguenti dati:

- river = nome fosso

- reach = numero collettore
- Q total = portata liquida
- Min Ch El = quota del fondo del canale
- W.S. Elev = quota pelo libero
- E.G. Elev = quota linea energia
- E.G. Slope = pendenza linea energia
- Vel Chnl = velocità corrente
- Flow Area = area sezione liquida
- Froude Chnl = numero di Froude

6.2.1 Bacino Trogola-Berlinda

Sono stati verificati tutti i collettori di questo bacino.

Condizioni al contorno: Altezza critica

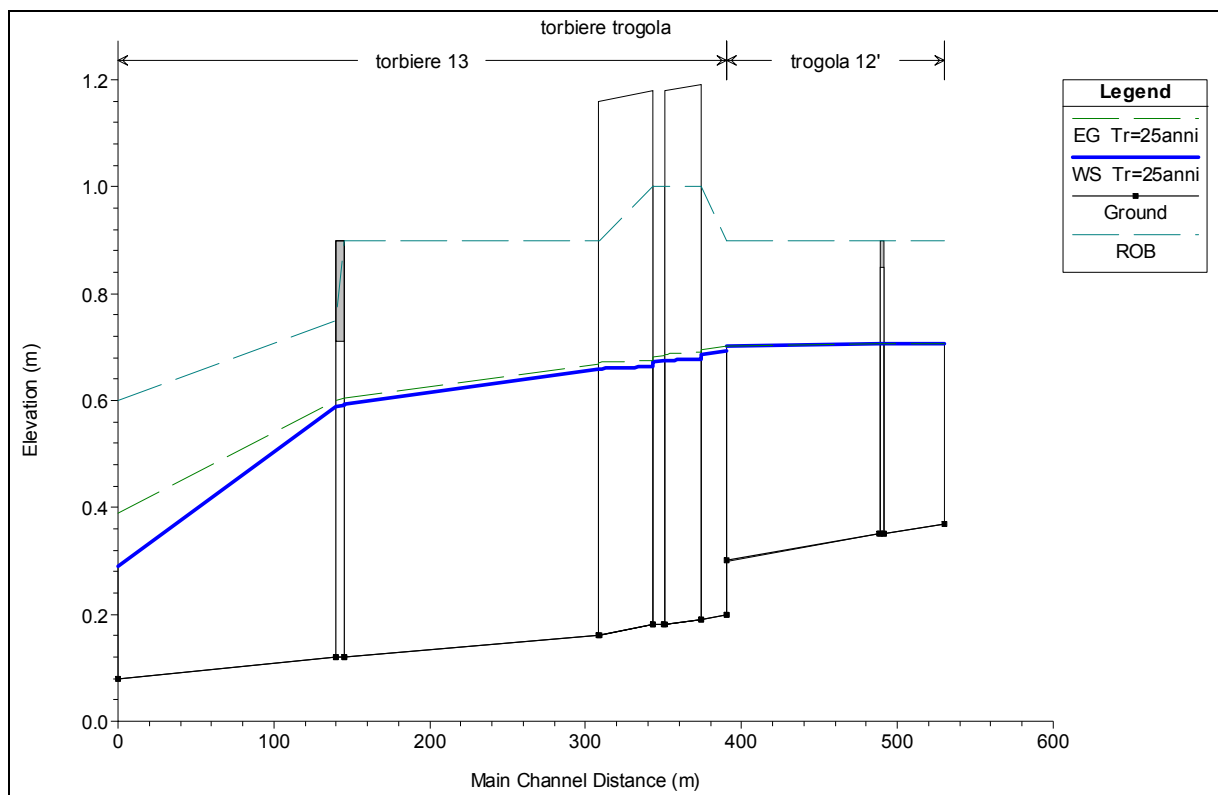


Figura 8 – Profilo liquido dei collettori 12'-13

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Froude # Chl
trogola	12'	5	Tr=25anni	0.02	0.37	0.707	0.707	0.000006	0.032	0.619	0.019
trogola	12'	4	Tr=25anni	0.02	0.35	0.707	0.707	0.000005	0.03	0.662	0.018
trogola	12'	3		Culvert							
trogola	12'	2	Tr=25anni	0.02	0.35	0.706	0.707	0.000005	0.03	0.662	0.018
trogola	12'	1	Tr=25anni	0.1	0.3	0.702	0.703	0.00008	0.131	0.765	0.072
torbiere	11'	6	Tr=25anni	0.2	0.53	0.922	0.924	0.0001	0.156	1.286	0.085
torbiere	11'	5	Tr=25anni	0.5	0.42	0.855	0.862	0.000461	0.355	1.409	0.183
torbiere	11'	4	Tr=25anni	0.5	0.305	0.757	0.763	0.000406	0.34	1.47	0.172
torbiere	11'	3		Culvert							
torbiere	11'	2	Tr=25anni	0.5	0.3	0.704	0.712	0.00059	0.386	1.296	0.205
torbiere	11'	1	Tr=25anni	0.85	0.3	0.682	0.707	0.00207	0.699	1.215	0.382
torbiere	13	11	Tr=25anni	0.95	0.2	0.692	0.702	0.000389	0.436	2.178	0.208
torbiere	13	10	Tr=25anni	0.95	0.19	0.686	0.696	0.000377	0.431	2.203	0.205
torbiere	13	9		Culvert							
torbiere	13	8	Tr=25anni	0.95	0.18	0.675	0.685	0.000381	0.433	2.195	0.206
torbiere	13	7	Tr=25anni	0.95	0.18	0.672	0.682	0.000389	0.436	2.181	0.208
torbiere	13	6		Culvert							
torbiere	13	5	Tr=25anni	0.95	0.16	0.66	0.669	0.000369	0.428	2.22	0.203
torbiere	13	4	Tr=25anni	0.95	0.12	0.594	0.604	0.000429	0.447	2.125	0.218
torbiere	13	3		Bridge							
torbiere	13	2	Tr=25anni	0.95	0.12	0.589	0.599	0.000425	0.441	2.155	0.218
torbiere	13	1	Tr=25anni	1.25	0.08	0.289	0.389	0.011115	1.399	0.894	1.006

Tabella 20 – Risultato collettori 11'-12'-13

Osservando i dati della tabella si può notare che le velocità sono generalmente basse, soprattutto nelle sezioni iniziali con portate piccole; questo è dovuto al fatto che le pendenze sono molto basse e quindi non permettono alla corrente, che è quasi sempre lenta, velocità elevate. Questo fatto si noterà in quasi tutti i collettori dei bacini, anche con valori più bassi.

Dal grafico si nota che il franco di piena non è sempre rispettato; comunque, è sempre sopra i 20 cm, quindi la situazione è accettabile.

In questo bacino bisogna considerare che i fossi ricevono una parte delle acque bianche di Torre del Lago, oltre a quelle dai campi circostanti; la portata di massima piena dovuta allo scolo delle acque bianche ha tempi critici molto diversi da quella delle acque dei campi agricoli. Quindi non è stata presa nella verifica la portata calcolata nel dimensionamento, ma una portata minore, che è comunque elevata.

6.2.2 Bacino Trogola-Berlinda

Sono stati verificati tutti i collettori di questo bacino.

Condizioni al contorno: Altezza critica

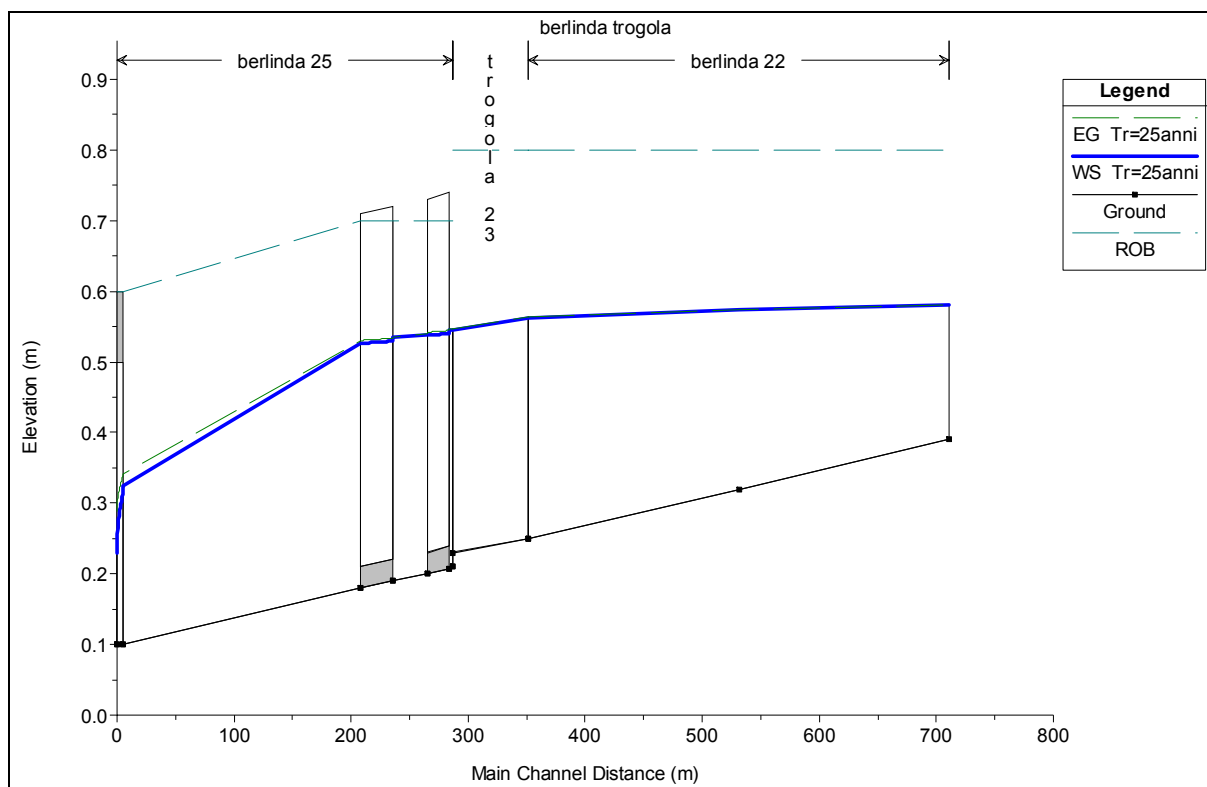


Figura 9 – Profilo liquido dei collettori 22-23-25

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Froude # Chl
trogola	21	3	Tr=25	0.008	0.34	0.573	0.573	0.000019	0.041	0.194	0.031
trogola	21	2	Tr=25	0.015	0.3	0.569	0.569	0.000039	0.064	0.233	0.045
trogola	21	1	Tr=25	0.026	0.25	0.563	0.563	0.000064	0.089	0.289	0.059
trogola	23	2	Tr=25	0.049	0.25	0.562	0.563	0.000242	0.172	0.284	0.114
trogola	23	1	Tr=25	0.052	0.23	0.545	0.547	0.000259	0.179	0.288	0.118
trogola	24	3	Tr=25	0.01	0.37	0.582	0.582	0.000056	0.066	0.151	0.052
trogola	24	2	Tr=25	0.02	0.3	0.567	0.568	0.000096	0.097	0.205	0.07
trogola	24	1	Tr=25	0.032	0.23	0.546	0.547	0.000131	0.124	0.258	0.083
berlinda	22	3	Tr=25	0.005	0.39	0.581	0.581	0.000002	0.038	0.132	0.031
berlinda	22	2	Tr=25	0.013	0.32	0.574	0.575	0.000049	0.068	0.192	0.05
berlinda	22	1	Tr=25	0.024	0.25	0.563	0.563	0.000074	0.093	0.254	0.062
berlinda	25	10	Tr=25	0.089	0.21	0.546	0.547	0.000134	0.152	0.582	0.092
berlinda	25	9	Tr=25	0.089	0.208	0.545	0.546	0.000132	0.151	0.585	0.091
berlinda	25	8	Tr=25	Culvert							
berlinda	25	7	Tr=25	0.089	0.2	0.538	0.539	0.00013	0.151	0.588	0.09

berlinda	25	6	Tr=25	0.089	0.19	0.534	0.535	0.000122	0.148	0.601	0.088
berlinda	25	5	Tr=25	Culvert							
berlinda	25	4	Tr=25		0.15	0.18	0.526	0.529	0.000344	0.248	0.604
berlinda	25	3	Tr=25		0.212	0.1	0.325	0.342	0.003004	0.581	0.366
berlinda	25	2	Tr=25	Culvert							
berlinda	25	1	Tr=25		0.212	0.1	0.229	0.288	0.019641	1.082	0.196
										1.003	

Tabella 21 - Risultati collettori 21-22-23-24-25

6.2.3 Bacino Trogola-Fosso delle Carbonaie

Sono stati verificati i seguenti collettori:

- Fosso Lama Lunga 31-31'
- Fosso Trogola 38-38'-39-310
- Fosso delle Carbonaie 32-311

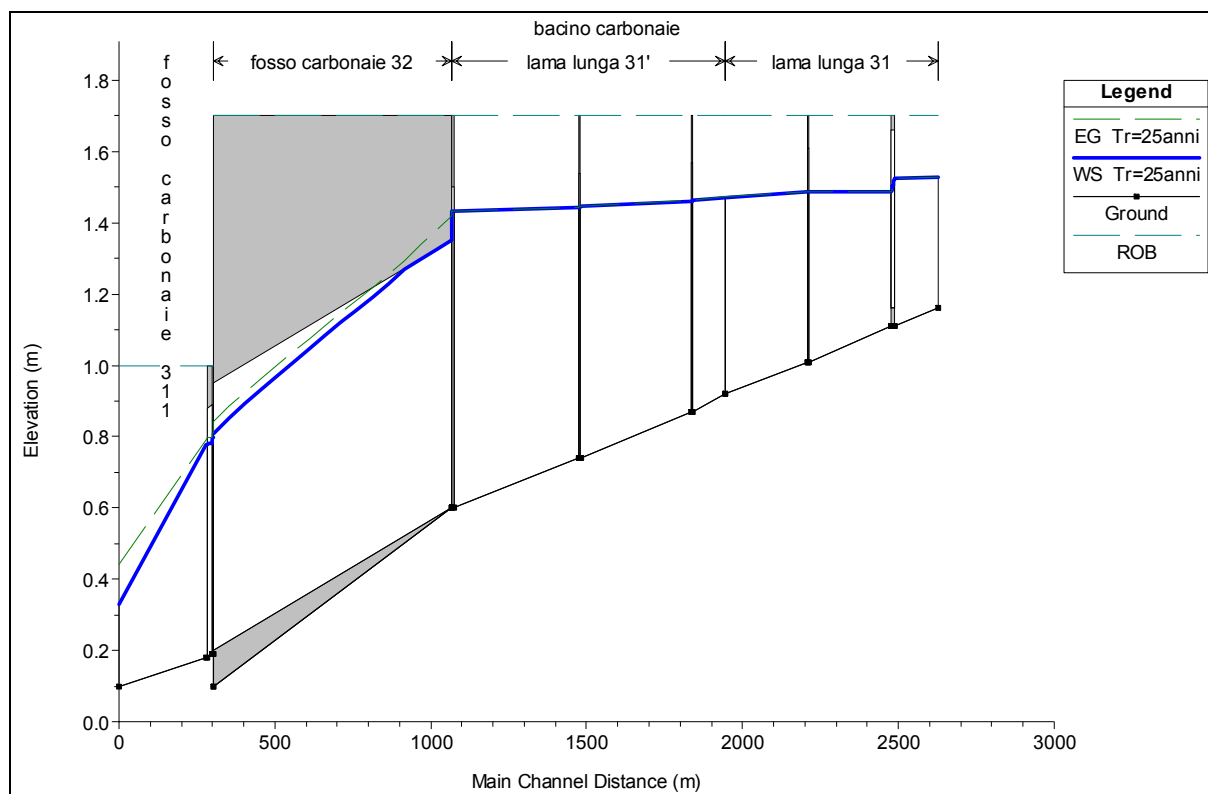


Figura 10 – Profilo liquido dei collettori 31-31'-32-311

Come si può vedere in Fig. 10, il franco di piena nei collettori 38'-39-310 del Fosso Trogola è molto inferiore ai 30 cm, arrivando al valore molto basso di

10 cm. Comunque la soluzione è stata accettata poiché il fosso si trova in una zona non sfruttata e vicina al lago, e quindi una eventuale esondazione non provocherebbe molti danni.

Il collettore 32 (Fosso delle Carbonaie) nel tratto iniziale entrerebbe in pressione; questa è una situazione che si cerca di evitare, ma in questo caso si accetta perché la tubazione è molto lunga (circa 750 m) e quindi lavori su di essa avrebbero un costo eccessivo.

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Froude # Chl
				(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	
trogola	38	8	Tr=25	0.038	0.91	1.16	1.162	0.000382	0.189	0.2	0.141
trogola	38	7	Tr=25	0.038	0.9	1.159	1.161	0.000336	0.18	0.21	0.133
trogola	38	6	Tr=25	Culvert							
trogola	38	5	Tr=25	0.038	0.88	1.11	1.112	0.00053	0.213	0.178	0.165
trogola	38	4	Tr=25	0.038	0.835	1.089	1.091	0.000369	0.187	0.203	0.139
trogola	38	3	Tr=25	Culvert							
trogola	38	2	Tr=25	0.038	0.81	0.993	0.997	0.001232	0.289	0.131	0.246
trogola	38	1	Tr=25	0.058	0.8	0.978	0.988	0.003239	0.462	0.125	0.398
trogola	38'	5	Tr=25	0.058	0.47	0.985	0.985	0.000003	0.037	1.548	0.018
trogola	38'	4	Tr=25	0.2	0.44	0.982	0.982	0.00003	0.121	1.647	0.057
trogola	38'	3	Tr=25	0.35	0.4	0.972	0.974	0.000054	0.171	2.045	0.078
trogola	38'	2	Tr=25	0.5	0.36	0.956	0.959	0.000097	0.233	2.143	0.104
trogola	38'	1	Tr=25	0.651	0.32	0.929	0.934	0.000151	0.296	2.2	0.131
trogola	39	2	Tr=25	0.8	0.32	0.929	0.934	0.000171	0.32	2.5	0.14
trogola	39	1	Tr=25	0.824	0.26	0.875	0.88	0.000175	0.325	2.531	0.142
trogola	310	4	Tr=25	1.048	0.26	0.873	0.88	0.00022	0.37	2.829	0.161
trogola	310	3	Tr=25	1.048	0.205	0.813	0.82	0.000227	0.374	2.802	0.163
trogola	310	2	Tr=25	Culvert							
trogola	310	1	Tr=25	1.091	0.2	0.803	0.811	0.000253	0.393	2.776	0.172
lama lunga	31	8	Tr=25	0.019	1.16	1.527	1.527	0.000008	0.038	0.501	0.023
lama lunga	31	7	Tr=25	0.019	1.11	1.526	1.526	0.000005	0.032	0.588	0.018
lama lunga	31	6	Tr=25	Culvert							
lama lunga	31	5	Tr=25	0.019	1.11	1.487	1.487	0.000005	0.032	0.595	0.018
lama lunga	31	4	Tr=25	0.019	1.01	1.486	1.486	0.000002	0.024	0.798	0.012
lama lunga	31	3	Tr=25	Culvert							
lama lunga	31	2	Tr=25	0.019	1.01	1.486	1.486	0.000002	0.024	0.798	0.012
lama lunga	31	1	Tr=25	0.179	0.92	1.471	1.473	0.000125	0.185	0.966	0.091
lama lunga	31'	10	Tr=25	0.179	0.92	1.472	1.473	0.000085	0.158	1.132	0.077
lama lunga	31'	9	Tr=25	0.179	0.87	1.464	1.465	0.000065	0.144	1.244	0.068
lama lunga	31'	8	Tr=25	Culvert							
lama lunga	31'	7	Tr=25	0.179	0.87	1.462	1.463	0.000066	0.145	1.238	0.068
lama lunga	31'	6	Tr=25	0.179	0.74	1.446	1.447	0.000034	0.113	1.583	0.05
lama lunga	31'	5	Tr=25	Culvert							
lama lunga	31'	4	Tr=25	0.179	0.74	1.444	1.445	0.000034	0.113	1.578	0.05

lama lunga	31'	3	Tr=25	0.179	0.6	1.434	1.435	0.000019	0.092	1.947	0.037
lama lunga	31'	2	Tr=25	Culvert							
lama lunga	31'	1	Tr=25	0.318	0.6	1.433	1.434	0.00006	0.164	1.943	0.067
carbonaie	311	5	Tr=25	1.5	0.19	0.797	0.81	0.000424	0.514	2.918	0.224
carbonaie	311	4	Tr=25	1.5	0.19	0.795	0.809	0.000427	0.515	2.91	0.224
carbonaie	311	3	Tr=25	Culvert							
carbonaie	311	2	Tr=25	1.5	0.18	0.779	0.793	0.000442	0.521	2.882	0.228
carbonaie	311	1	Tr=25	1.505	0.1	0.331	0.441	0.010748	1.47	1.024	1.001

Tabella 22 – Risultati collettori 31-31'-32-38-38'-39-310-311

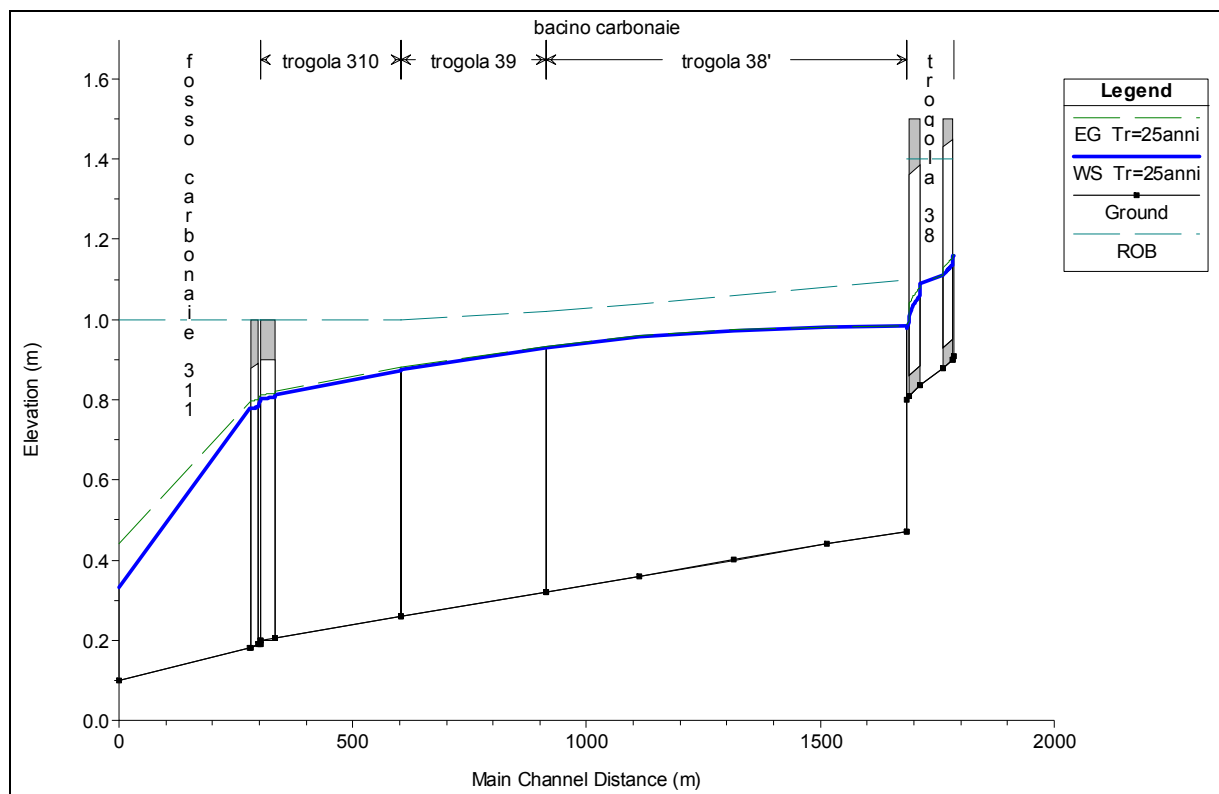


Figura 11 – Profilo liquido dei collettori 38-38'-39-310-311

6.2.4 Bacino Guidario-Matelli

Sono stati verificati collettori 42 (Fosso Guidario) e 43-46 (Fosso Matelli)

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Froude # Chl
				(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	
matelli	43-46	12	Tr=25	0.24	0.3	0.844	0.846	0.00011	0.187	1.286	0.087
matelli	43-46	11	Tr=25	Culvert							
matelli	43-46	10	Tr=25	0.24	0.3	0.763	0.765	0.000165	0.211	1.14	0.108
matelli	43-46	9	Tr=25	0.265	0.24	0.724	0.726	0.000173	0.221	1.202	0.111

matelli	43-46	8	Tr=25	Culvert							
matelli	43-46	7	Tr=25	0.265	0.23	0.687	0.69	0.00021	0.236	1.123	0.121
matelli	43-46	6	Tr=25	0.265	0.215	0.681	0.684	0.000196	0.23	1.152	0.117
matelli	43-46	5	Tr=25	Culvert							
matelli	43-46	4	Tr=25	0.265	0.205	0.636	0.64	0.000256	0.252	1.05	0.133
matelli	43-46	3	Tr=25	0.271	0.2	0.634	0.637	0.000263	0.257	1.056	0.135
matelli	43-46	2	Tr=25	0.5	0.2	0.63	0.635	0.000421	0.339	1.473	0.175
matelli	43-46	1	Tr=25	0.526	0.13	0.274	0.343	0.017968	1.162	0.453	1.001
guidario	42	6	Tr=25	0.017	0.53	0.89	0.89	0.000004	0.028	0.597	0.017
guidario	42	5	Tr=25	0.05	0.46	0.886	0.887	0.000021	0.068	0.74	0.037
guidario	42	4	Tr=25	0.11	0.38	0.876	0.877	0.00006	0.124	0.89	0.063
guidario	42	3	Tr=25	Culvert							
guidario	42	2	Tr=25	0.11	0.38	0.87	0.87	0.000063	0.126	0.876	0.065
guidario	42	1	Tr=25	0.171	0.3	0.845	0.846	0.000105	0.171	1.005	0.084

Tabella 23 – Risultati collettori 42-43-46

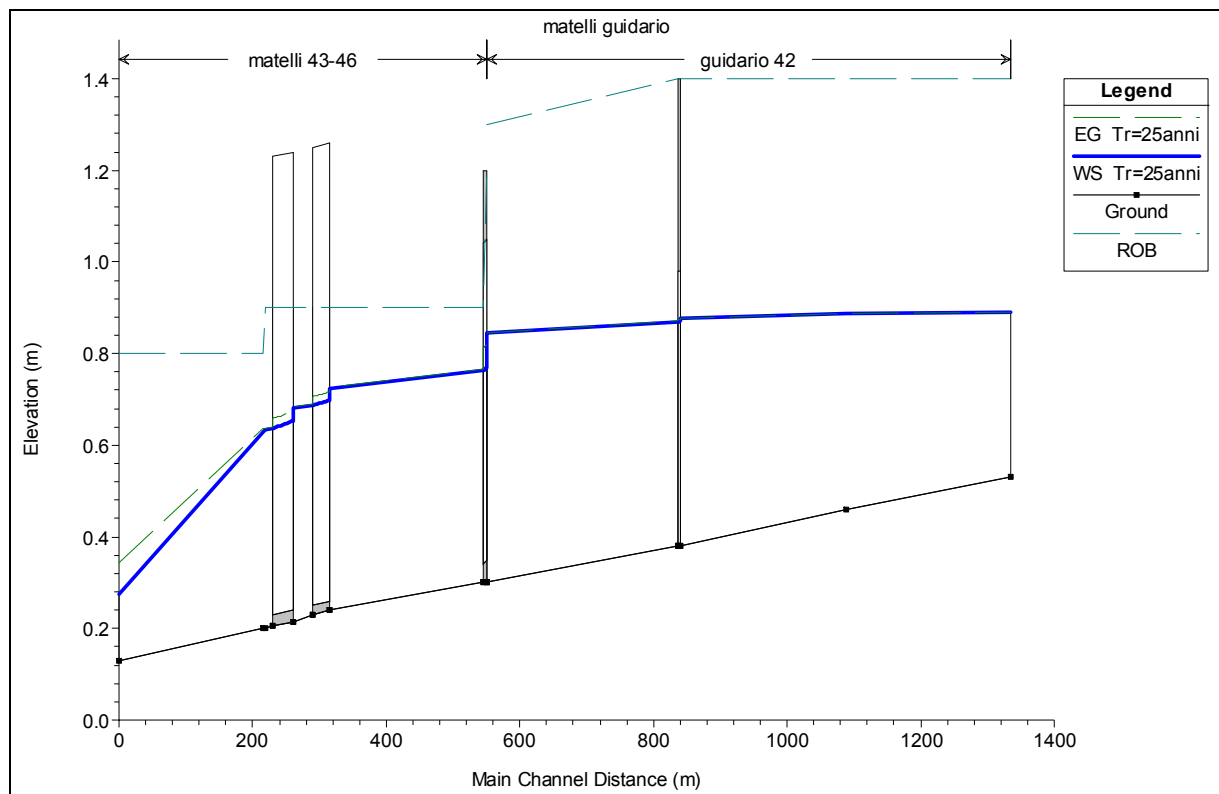


Figura 12 – Profili liquidi collettori 42-43-46

6.2.5 Bacino Fontanella

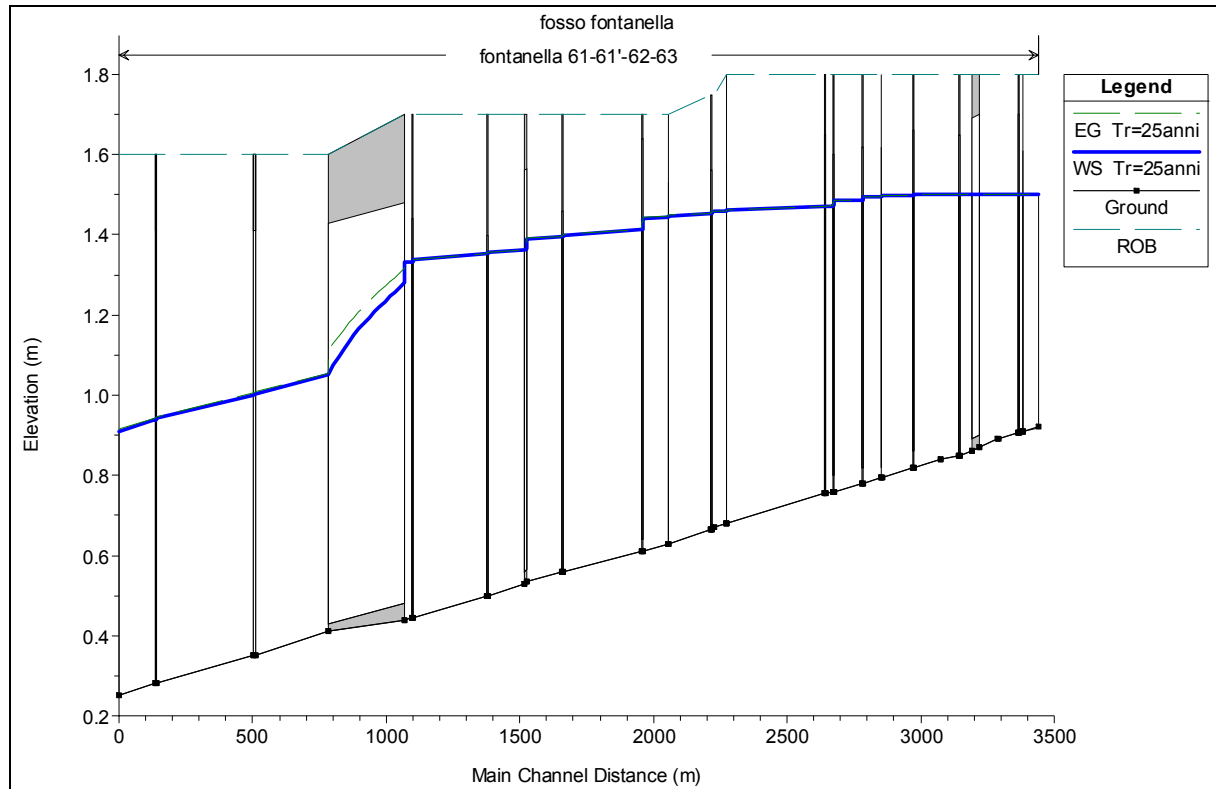


Figura 13 – Profili liquidi del Fosso Fontanella

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Froude # Chl
fontanella	69	Tr=25	0.01	0.92	1.503	1.503	0.0000001	0.007	1.447	0.003
fontanella	68	Tr=25	0.01	0.91	1.503	1.503	0.0000001	0.007	1.476	0.003
fontanella	67	Tr=25	Culvert							
fontanella	66	Tr=25	0.01	0.91	1.503	1.503	0.0000001	0.007	1.476	0.003
fontanella	65	Tr=25	0.01	0.905	1.503	1.503	0.0000001	0.007	1.494	0.003
fontanella	64	Tr=25	Culvert							
fontanella	63	Tr=25	0.01	0.905	1.502	1.503	0.0000001	0.007	1.494	0.003
fontanella	62	Tr=25	0.01	0.89	1.502	1.502	0.0000001	0.006	1.539	0.003
fontanella	60	Tr=25	0.01	0.89	1.502	1.502	0.0000001	0.006	1.539	0.003
fontanella	59	Tr=25	0.04	0.87	1.502	1.502	0.0000017	0.025	1.602	0.011
fontanella	58	Tr=25	Culvert							
fontanella	57	Tr=25	0.04	0.86	1.501	1.501	0.0000016	0.025	1.629	0.011
fontanella	56	Tr=25	0.04	0.85	1.501	1.501	0.0000015	0.024	1.661	0.011
fontanella	55	Tr=25	Culvert							
fontanella	54	Tr=25	0.04	0.85	1.501	1.501	0.0000015	0.024	1.661	0.011
fontanella	53	Tr=25	0.04	0.84	1.501	1.501	0.0000015	0.024	1.693	0.01
fontanella	51	Tr=25	0.07	0.84	1.501	1.501	0.0000045	0.041	1.693	0.018

fontanella	50	Tr=25	0.07	0.82	1.501	1.501	0.000004	0.04	1.757	0.017
fontanella	49	Tr=25	Culvert							
fontanella	48	Tr=25	0.07	0.82	1.499	1.499	0.0000041	0.04	1.75	0.017
fontanella	47	Tr=25	0.07	0.795	1.498	1.498	0.0000036	0.038	1.833	0.016
fontanella	46	Tr=25	Culvert							
fontanella	45	Tr=25	0.145	0.795	1.496	1.497	0.0000155	0.079	1.827	0.034
fontanella	44	Tr=25	0.145	0.78	1.495	1.496	0.0000145	0.078	1.871	0.033
fontanella	43	Tr=25	Culvert							
fontanella	42	Tr=25	0.145	0.78	1.487	1.487	0.0000151	0.079	1.844	0.034
fontanella	41	Tr=25	0.18	0.76	1.485	1.486	0.0000213	0.095	1.904	0.04
fontanella	40	Tr=25	Culvert							
fontanella	39	Tr=25	0.18	0.76	1.472	1.473	0.0000227	0.097	1.861	0.041
fontanella	38	Tr=25	0.18	0.755	1.472	1.472	0.0000221	0.096	1.878	0.041
fontanella	37	Tr=25	Culvert							
fontanella	36	Tr=25	0.2	0.755	1.47	1.47	0.0000276	0.107	1.871	0.046
fontanella	35	Tr=25	0.2	0.68	1.461	1.462	0.0000202	0.095	2.095	0.039
fontanella	34	Tr=25	Culvert							
fontanella	33	Tr=25	0.2	0.68	1.459	1.46	0.0000204	0.096	2.087	0.039
fontanella	32	Tr=25	0.333	0.67	1.457	1.458	0.0000358	0.133	2.51	0.053
fontanella	31	Tr=25	0.333	0.665	1.457	1.458	0.000035	0.132	2.531	0.053
fontanella	30	Tr=25	Culvert							
fontanella	29	Tr=25	0.333	0.665	1.453	1.454	0.0000356	0.132	2.516	0.053
fontanella	28	Tr=25	0.333	0.63	1.448	1.449	0.0000313	0.127	2.632	0.05
fontanella	27	Tr=25	Culvert							
fontanella	26	Tr=25	0.333	0.63	1.445	1.446	0.0000317	0.127	2.621	0.05
fontanella	25	Tr=25	0.4	0.61	1.442	1.443	0.0000426	0.149	2.687	0.058
fontanella	24	Tr=25	Culvert							
fontanella	23	Tr=25	0.4	0.61	1.412	1.414	0.0000484	0.156	2.57	0.062
fontanella	22	Tr=25	0.4	0.56	1.399	1.4	0.0000413	0.147	2.719	0.058
fontanella	21	Tr=25	Culvert							
fontanella	20	Tr=25	0.4	0.56	1.396	1.397	0.0000419	0.148	2.705	0.058
fontanella	19	Tr=25	0.4	0.535	1.391	1.392	0.0000386	0.144	2.783	0.056
fontanella	18	Tr=25	Culvert							
fontanella	17	Tr=25	0.4	0.53	1.361	1.362	0.0000429	0.149	2.68	0.059
fontanella	16	Tr=25	0.4	0.5	1.356	1.357	0.0000385	0.143	2.787	0.056
fontanella	15	Tr=25	Culvert							
fontanella	14	Tr=25	0.485	0.5	1.352	1.354	0.0000575	0.175	2.772	0.068
fontanella	13	Tr=25	0.485	0.445	1.338	1.339	0.0000487	0.165	2.942	0.063
fontanella	12	Tr=25	Culvert							
fontanella	11	Tr=25	0.485	0.445	1.333	1.334	0.0000496	0.166	2.922	0.063
fontanella	10	Tr=25	0.554	0.44	1.331	1.333	0.0000641	0.189	2.931	0.072
fontanella	9	Tr=25	Culvert							
fontanella	8	Tr=25	0.62	0.41	1.051	1.055	0.0001777	0.273	2.271	0.118
fontanella	7	Tr=25	0.62	0.35	1.004	1.008	0.0001659	0.267	2.325	0.115
fontanella	6	Tr=25	Bridge							
fontanella	5	Tr=25	0.62	0.35	1.001	1.005	0.0001684	0.268	2.313	0.115
fontanella	4	Tr=25	0.62	0.28	0.941	0.945	0.0001599	0.263	2.355	0.113
fontanella	3	Tr=25	Bridge							
fontanella	2	Tr=25	0.62	0.28	0.939	0.942	0.0001622	0.265	2.343	0.113
fontanella	1	Tr=25	0.757	0.25	0.91	0.915	0.0002394	0.322	2.35	0.138

Tabella 24 – Risultati del Fosso Fontanella

In questo caso le velocità sono bassissime. Purtroppo per l'elevata lunghezza del fosso (più di 4 km con il tratto di fognatura nel centro urbano di Viareggio) è necessario mantenere una pendenza di fondo molto bassa ($i = 0,0002$).

Non è stata considerata nello studio la tubazione della fognatura, e come condizione di contorno è stata utilizzata l'altezza calcolata con il metodo dell'invaso. Il fatto di non conoscere il profilo liquido della tubazione potrebbe essere una lacuna, però bisogna dire che le fognature entrano in crisi con piogge di durata molto minore rispetto ai fossi di un bacino di bonifica; quindi si può tranquillamente ipotizzare che al momento del massimo dell'onda di piena del collettore di bonifica, la fognatura si trova in condizione ordinarie e non di crisi. Questo discorso vale pure per il Fosso Fiaschetta (nel paragrafo seguente), e per gli altri fossi che immettono nella fognatura e che non sono stati oggetto di verifica.

6.2.6 Bacino Fiaschetta

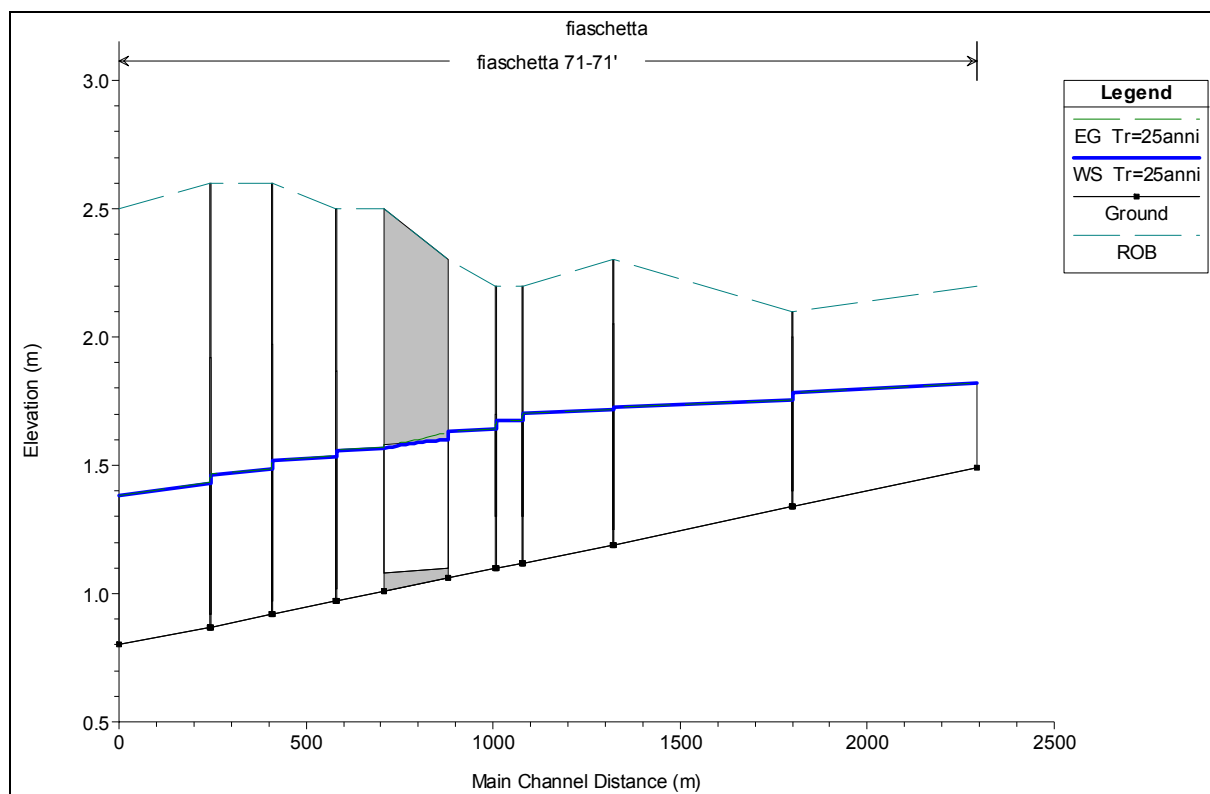


Figura 14 – Profili liquidi del Fosso Fiaschetta

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	
fiaschetta	26	Tr=25	0.05	1.49	1.819	1.82	0.000061	0.099	0.504	0.061
fiaschetta	25	Tr=25	0.1	1.34	1.781	1.782	0.000087	0.138	0.725	0.075
fiaschetta	24	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	23	Tr=25	0.1	1.34	1.755	1.756	0.000108	0.149	0.67	0.083
fiaschetta	22	Tr=25	0.1	1.19	1.724	1.725	0.000044	0.108	0.927	0.054
fiaschetta	21	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	20	Tr=25	0.15	1.19	1.716	1.718	0.000117	0.173	0.868	0.088
fiaschetta	19	Tr=25	0.15	1.12	1.702	1.702	0.000039	0.113	1.327	0.053
fiaschetta	18	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	17	Tr=25	0.15	1.12	1.676	1.676	0.000051	0.124	1.211	0.06
fiaschetta	16	Tr=25	0.15	1.1	1.672	1.673	0.000042	0.115	1.301	0.054
fiaschetta	15	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	14	Tr=25	0.15	1.1	1.641	1.642	0.000051	0.124	1.213	0.06
fiaschetta	13	Tr=25	0.2	1.06	1.633	1.634	0.000074	0.154	1.302	0.072
fiaschetta	12	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	11	Tr=25	0.2	1.01	1.567	1.569	0.000079	0.157	1.271	0.075
fiaschetta	10	Tr=25	0.2	0.97	1.558	1.559	0.000067	0.149	1.346	0.069
fiaschetta	9	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	8	Tr=25	0.2	0.97	1.534	1.536	0.000078	0.156	1.278	0.074
fiaschetta	7	Tr=25	0.27	0.92	1.517	1.519	0.000116	0.197	1.373	0.091
fiaschetta	6	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	5	Tr=25	0.27	0.92	1.485	1.487	0.000142	0.211	1.279	0.1
fiaschetta	4	Tr=25	0.27	0.87	1.464	1.466	0.000119	0.198	1.363	0.092
fiaschetta	3	Tr=25	Culvert							
fiaschetta	2	Tr=25	0.33	0.87	1.43	1.433	0.000218	0.261	1.266	0.124
fiaschetta	1	Tr=25	0.332	0.8	1.38	1.383	0.000195	0.251	1.323	0.118

Tabella 25 – Risultati del Fosso Fiaschetta

6.2.7 Bacino Trogola-Zucchi

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Froude # Chl
				(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	
zucchi	92	3	Tr=25	0.598	0.18	0.679	0.69	0.000363	0.342	1.746	0.165
zucchi	92	2	Tr=25	0.677	0.14	0.612	0.62	0.000561	0.413	1.64	0.204
zucchi	92	1	Tr=25	0.757	0.1	0.283	0.37	0.016778	1.301	0.582	0.999
trogola	91	14	Tr=25	0.005	0.43	0.83	0.83	0	0.004	1.36	0.002
trogola	91	13	Tr=25	0.234	0.33	0.819	0.82	0.00006	0.137	1.705	0.067
trogola	91	12	Tr=25	Culvert							
trogola	91	11	Tr=25	0.237	0.32	0.798	0.8	0.000066	0.142	1.663	0.07
trogola	91	10	Tr=25	0.24	0.31	0.796	0.8	0.000064	0.142	1.694	0.069
trogola	91	9	Tr=25	Culvert							

trogola	91	8	Tr=25	0.24	0.31	0.781	0.78	0.000071	0.147	1.633	0.073
trogola	91	7	Tr=25	0.24	0.26	0.77	0.77	0.000054	0.134	1.79	0.064
trogola	91	6	Tr=25	Culvert							
trogola	91	5	Tr=25	0.42	0.26	0.766	0.77	0.000171	0.237	1.773	0.114
trogola	91	4	Tr=25	0.42	0.21	0.74	0.74	0.000147	0.225	1.869	0.106
trogola	91	3	Tr=25	Culvert							
trogola	91	2	Tr=25	0.42	0.21	0.699	0.7	0.000191	0.246	1.708	0.12
trogola	91	1	Tr=25	0.42	0.18	0.683	0.69	0.000175	0.239	1.76	0.115

Tabella 26 – Risultati dei collettori 91-92

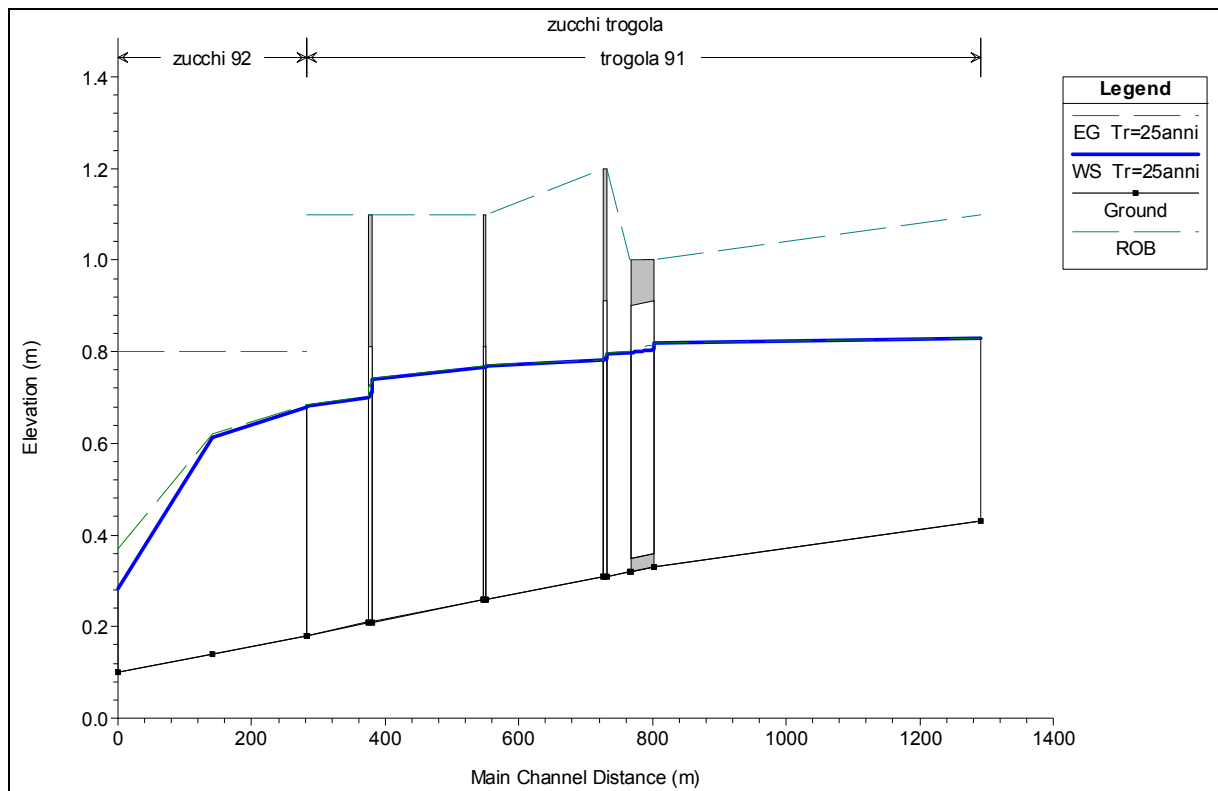


Figura 15 – Profili liquidi dei collettori 91-92

CAPITOLO 7 INTERVENTI STRUTTURALI

Come è stato più volte ricordato, nella progettazione si è cercato di mantenersi il più possibile vicino alla situazione attuale della rete idraulica, in modo da non dover attuare modifiche troppo costose. D'altronde la zona è densamente sfruttata dalle attività umane e interventi strutturali importanti sarebbero di difficile realizzazione.

Gli interventi strutturali principali, oltre alla sistemazione dei fossi, consistono nella creazione delle disconnessioni idrauliche nei fossi Trogola, Guidario e Lama Lunga e l'adeguamento di alcune tubature di attraversamento, soprattutto quelli che devono attraversare i rilevati dell'autostrada A12 e dell'Aurelia (S.S. 1). I ponticelli per le entrate poderali sono stati mantenuti in quasi tutti i casi gli stessi; solo alcune tubazioni devono essere adeguate, ma questo argomento non verrà affrontato in questo lavoro.

Il metodo migliore per l'installazione delle tubazione è per mezzo dello spingitubo.

7.1 GENERALITÀ SUI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO

Una tubazione di attraversamento è una corta condotta idraulica che convoglia le portate di un corso d'acqua attraverso un argine o in generale qualunque tipo di ostruzione idraulica. Le tubazioni sono costruite in differenti tipi di materiale e sono disponibili in molte differenti forme e configurazioni. I fattori di scelta dipendono dal profilo degli argini, dalle caratteristiche del corso d'acqua, da valutazioni sui danni di eventuali esondazioni, dai costi di

costruzione, di messa in opera e manutenzione, e dalla stima della vita di servizio.

Sono disponibili diverse forme della sezione. Quelli più comunemente utilizzati (fig. 16) sono a sezione circolare, quadrata o rettangolare, ellittica, ad arco. La scelta della forma dipende dai costi di costruzione, dal livello liquido a monte del manufatto, dall'altezza dell'argine e dal rendimento idraulico.

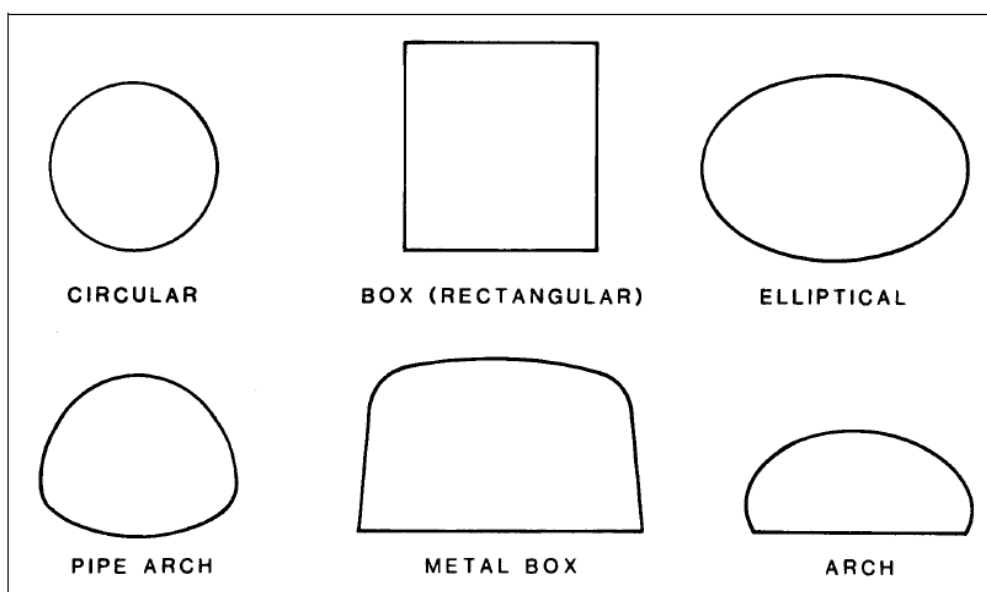


Figura 16 – Sezioni delle tubazioni più comunemente utilizzate

La selezione del tipo di materiale può basarsi sulla resistenza strutturale, sulla scabrezza della tubazione, sulla durata, e sulla resistenza alla corrosione e all'abrasione. I tre materiali più utilizzati sono il calcestruzzo (armato e non), l'alluminio corrugato e l'acciaio corrugato. Possono essere utilizzati in aggiunta altri materiali per migliorare la resistenza all'abrasione e alla corrosione, o per ridurre la resistenza idraulica.



Figura 17 – Esempi di tubazioni in calcestruzzo e in acciaio corrugato

La configurazione dell'apertura di entrata della tubazione può variare in funzione della stabilità strutturale, dell'estetica, dell'erosione, dal profilo di rigurgito a monte. Ci sono diverse configurazioni possibili, che possono essere prefabbricate o posate in opera (fig. 18).

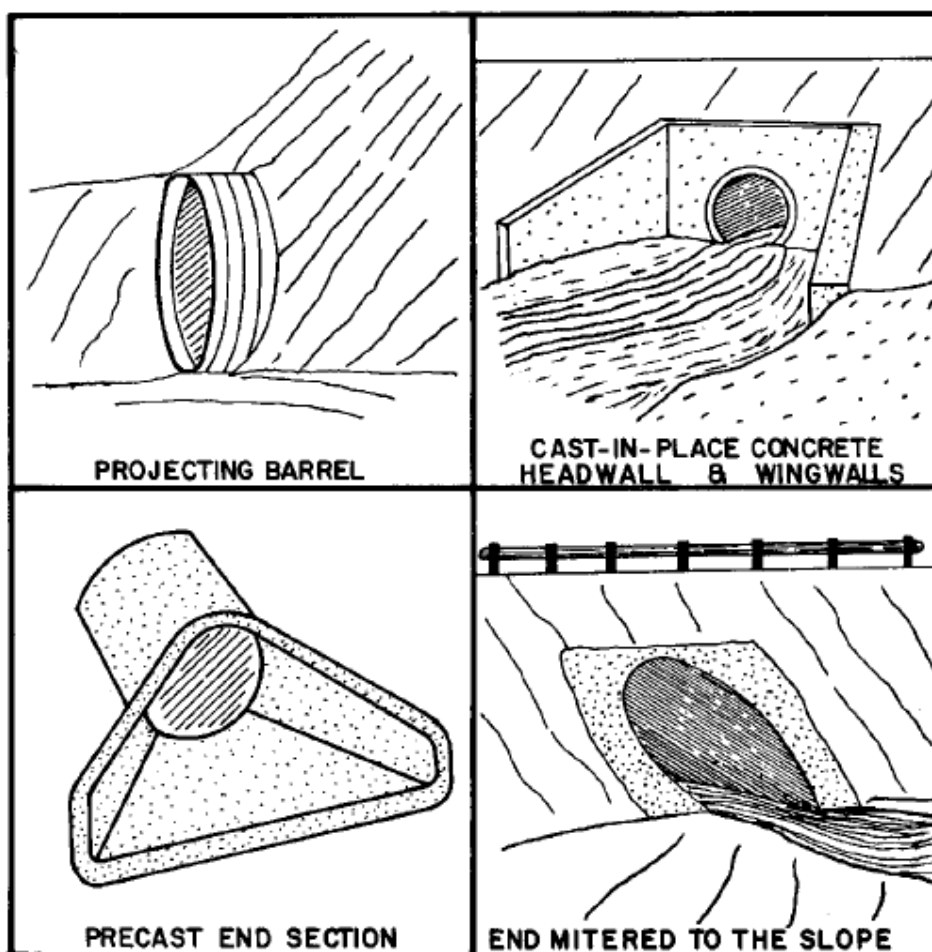


Figura 18 – Esempi di aperture della tubazione

La capacità di deflusso idraulico di una tubazione può essere migliorata da un ottimale profilo della sezione di entrata. Infatti, il canale ha generalmente una sezione maggiore rispetto a quella della tubazione, quindi l'entrata causa un restringimento della sezione liquida.

7.2 GENERALITÀ SULLA TECNICA DELLO SPINGITUBO

L'applicazione della tecnica dello spingitubo consente di installare una tubazione sotto strade, autostrade, linee ferroviarie ed in generale ostacoli strutturali, senza l'opera di scavo. Oltre che per le condotte idrauliche di attraversamento, lo spingitubo viene utilizzato per installare reti fognarie, gasdotti, cavi elettrici ecc.

Questa tecnologia consiste nella realizzazione di tunnel mediante l'avanzamento di uno scudo cilindrico, cui è applicato sull'estremità anteriore un sistema di scavo. Lo scavo viene eseguito a secco, compatibilmente con la litologia incassante la installazione, con benna rovescia o testa fresante o martello demolitore idraulico montati su un braccio di scavo, già nelle dimensioni atte a ricevere la condotta. L'avanzamento è possibile tramite la spinta di martinetti idraulici, che trovano come contrasto alla estremità posteriore un telaio metallico e un anello di spinta, mobile, posto davanti ai martinetti. Il cilindro è guidato da un sistema laser che consente di evidenziare tempestivamente gli eventuali errori di traiettoria e di applicare conseguentemente le necessarie correzioni agendo sulla spinta dei martinetti idraulici. Prima della fase di scavo vengono costruiti due pozzi alle estremità del tunnel, uno di spinta e l'altro per il recupero del dispositivo di perforazione. La perforazione inizia dalla postazione di spinta, dove viene realizzato un muro reggispinga che fa da contrasto, e raggiunge la postazione d'arrivo, in corrispondenza della quale viene rimossa l'unità di perforazione.

Il materiale scavato viene smaltito attraverso sistemi collocati all'interno delle tubazioni: coclee, nastri trasportatori, carriere viaggianti su minibinari.

Oltre al vantaggio importante di evitare scavi sulla superficie, la tecnica dello spingitubo è idonea ad installare tubi sia in terreni rocciosi (con bassi valori di resistenza alla compressione semplice), sia in terreni coesivi che granulari debolmente cementati; con opportuni trattamenti dei pozzi di arrivo e di partenza e di tutto il tracciato, può essere impiegata anche sotto battente d'acqua.

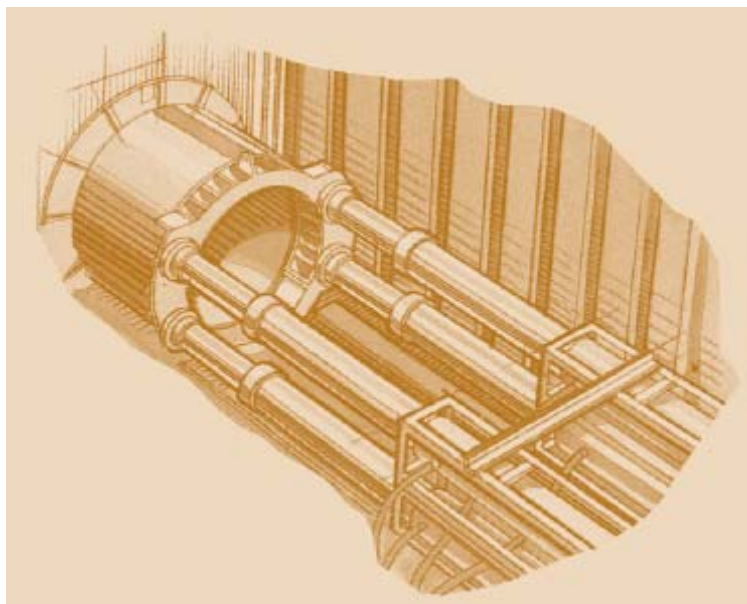


Figura 19

7.3 INTERVENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

7.3.1 Collegamento Fosso Matelli con il Fosso Guidario

Nella progettazione è stato inserito un collegamento tra il Fosso Guidario ed il Fosso Matelli, collegamento che non è presente allo stato attuale.

Il collegamento può essere fatto solo attraverso una tubazione, poiché è presente la strada Via Fosso Guidario che costeggia il fosso.

Dai calcoli effettuati durante il dimensionamento si è visto che la portata venticinquennale che deve smaltire la tubazione è pari a $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$. Nella verifica per mezzo di HEC-RAS, si è visto che questa portata può essere smaltita con una condotta di sezione circolare di diametro interno pari a 70 cm.

La tubazione può essere inserita per mezzo della tecnica dello spingitubo, o anche mediante scavo e posa della tubazione. La seconda soluzione necessita una interruzione della circolazione della strada. Comunque la strada è di accesso, quindi a traffico ridotto, e il luogo è raggiungibile da entrambi i sensi di marcia. La soluzione tradizionale dello scavo è dunque quella più economica.

7.3.2 Attraversamenti dei rilevati autostradali

I rilevati dell'autostrada e dell'Aurelia costituiscono un'interruzione idraulica per diversi fossi (Fosso delle Torbiere, Fosso Berlinda, Fosso delle Carbonaie, Fosso Matelli, Fosso Trogola).

Tra questi fossi, quello che necessiterebbe un adeguamento maggiore nella tubazione di attraversamento è il Fosso delle Torbiere, che prende alcune delle acque bianche di Torre del Lago; le sezioni delle tubazioni dei fossi Matelli e Berlinda dovrebbero essere leggermente aumentate, quindi bisogna valutare bene se mantenere la situazione attuale, cambiare la tubazione stessa o aggiungere una tubazione accanto a quella già esistente.



Figura 20 – Tubazione del Fosso delle Torbiere del rilevato dell'Aurelia (stato attuale)

Dalla verifica effettuata si vede che per il Fosso delle Torbiere è necessaria una tubazione di notevoli dimensioni ($4,00 \times 1,00$ m). Questa sezione può essere ottenuta con quattro tubazioni scatolari di sezione pari a $1,00 \times 1,00$ m.

Quindi la condotta attuale (sezione circolare del diametro di 80 cm) non è sufficiente a smaltire la portata liquida calcolata.

In questo caso è assolutamente necessario l'impiego della tecnica dello spingitubo. La tubazione attuale può essere tolta dopo l'installazione di un nuovo tubo che circoscriva la vecchia tubazione, in modo da non pregiudicare la stabilità del terreno.

CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha messo in evidenza le problematiche del bacino di bonifica di Viareggio Sud.

Nell'analisi conoscitiva (Capitolo 2) è stata sottolineata la difficoltà di smaltimento delle acque dovuto a percorsi troppo lunghi con pendenze bassissime, mentre non sono stati riscontrati grossi problemi dal punto di vista di rischio idraulico.

Per risolvere il problema dello smaltimento è stato proposto di effettuare una serie di disconnessioni dei fossi più lunghi in modo da sfruttare i vari punti di emissione presenti nel bacino e accorciare in questo modo i percorsi liquidi (Capitolo 4).

Quindi è stato effettuato il dimensionamento e la verifica dei collettori (Capitoli 5 e 6) con lo scopo anche di non cambiare in maniera marcata la situazione attuale, in modo tale da non dover effettuare ingenti spese. La maggior parte dei lavori consiste nella sistemazione dei fossi attuali, mentre non è stata riscontrata l'esigenza di costruire nuovi fossi, anche perché la zona del bacino è densamente sfruttata.

A conclusione dello studio si può dire che gli interventi da effettuare nell'area di bacino non sono notevoli, e dovrebbe essere accompagnata da una sistemazione della rete fognaria dei due centri urbani presenti nel bacino.

ALLEGATI

ALLEGATO 1
SERIE DEI MASSIMI ANNUALI DELLE STAZIONI
PLUVIOMETRICHE DELL'ISTITUTO IDROGRAFICO DI PISA

Stazione pluviometrica di Viareggio

ANNO	t= 1 ORA	t= 3 ORE	t= 6 ORE	t= 12 ORE	t= 24 ORE
1945	24.00	45.20	53.00	56.70	40.00
1946	25.60	51.60	59.00	82.80	88.20
1948	42.00	51.60	52.40	55.20	52.40
1949	28.40	34.40	36.20	50.00	64.60
1950	29.20	29.20	39.00	54.40	62.00
1951	30.00	54.00	69.40	79.20	85.40
1952	28.00	45.40	71.40	104.00	154.80
1953	41.60	51.60	57.40	65.00	89.80
1954	58.00	78.00	83.20	85.80	85.80
1955	35.00	53.00	107.00	183.00	211.00
1956	33.00	41.20	44.80	52.40	62.40
1957	20.80	62.60	63.00	66.80	66.80
1958	25.00	31.00	31.00	37.40	45.40
1959	26.00	71.40	47.20	47.20	71.60
1960	28.00	35.80	35.80	45.00	55.20
1961	43.00	46.00	51.40	55.00	104.00
1962	17.00	26.00	38.00	47.60	51.60
1963	60.00	109.00	109.20	109.20	112.00
1964	25.00	37.80	37.80	44.60	53.80
1965	43.00	62.60	65.00	97.40	101.20
1966	48.00	107.90	115.60	155.20	157.00
1967	24.00	30.00	34.60	36.20	43.80
1968	46.60	53.40	60.40	68.80	71.00
1969	35.20	52.20	64.60	88.20	95.40
1970	39.00	53.40	54.60	54.60	54.80
1971	46.20	46.20	48.80	68.40	68.40
1972	22.20	37.20	39.60	44.20	50.60
1973	39.00	47.60	50.60	52.40	64.20
1974	28.00	32.60	32.60	36.20	37.00
1975	38.20	38.80	39.00	52.80	53.40
1976	50.80	74.00	74.20	75.20	85.60
1977	24.20	35.40	38.40	65.00	67.60
1978	32.40	37.80	61.80	76.20	99.20
1979	28.60	35.80	57.40	97.80	139.80
1980	25.60	38.00	42.00	42.00	77.00
1981	50.20	80.00	80.40	80.40	83.60
1982	24.20	31.80	32.40	44.00	53.40
1983	21.40	26.40	27.20	46.00	53.20
1984	20.00	30.20	43.00	43.00	47.00
1985	48.00	23.40	24.60	30.60	48.40
1986	17.80	37.80	37.80	38.20	50.60
1987	71.00	116.60	123.20	126.00	137.60
1988	52.60	68.20	84.10	85.20	85.40

1989	32.00	50.50	55.40	55.40	67.40
1990	19.80	35.60	65.00	76.60	80.40
1991	47.00	100.80	130.40	140.80	141.00
1992	57.20	64.90	66.80	71.50	82.60
1993	37.00	37.60	49.80	62.40	80.60
1994	36.40	58.80	88.80	119.40	127.00
1996	59.60	69.60	79.00	79.20	79.40
1997	16.10	28.50	29.50	41.00	46.20
1998	57.40	75.80	114.00	122.20	124.80
2000	55.00	69.80	74.80	78.00	83.80
2001	25.00	52.00	63.60	67.00	67.00
2002	54.00	64.60	65.20	65.20	91.60

Stazione pluviometrica di Torre del Lago Puccini

ANNO	t= 1 ORA	t= 3 ORE	t= 6 ORE	t= 12 ORE	t= 24 ORE
1954	69.00	125.50	127.60	132.40	132.40
1955	52.00	95.00	116.00	146.60	168.00
1956	33.00	45.80	51.80	62.80	73.60
1957	23.40	35.00	40.80	44.00	44.00
1958	15.00	17.40	23.40	34.20	43.00
1960	23.00	35.00	35.00	53.80	79.80
1961	39.00	45.80	54.80	59.80	100.20
1962	25.00	41.40	54.40	65.60	68.00
1963	24.00	45.20	45.20	46.20	66.00
1964	32.00	39.40	41.00	49.60	62.00
1965	33.80	54.20	56.40	59.40	67.80
1966	38.00	96.80	111.00	163.00	167.20
1968	37.20	39.40	42.80	56.00	68.20
1969	22.00	50.80	62.60	63.40	67.60
1970	28.20	31.00	31.00	33.00	33.20
1971	17.20	22.80	34.80	39.60	53.00
1972	20.00	32.00	37.00	41.80	47.40
1973	35.20	77.00	91.60	93.40	104.40
1974	28.40	40.40	41.60	48.80	49.40
1975	16.60	19.40	36.00	44.00	52.40
1976	50.60	59.00	87.20	116.80	119.20
1977	34.40	41.60	41.60	51.00	56.40
1978	14.00	30.60	43.80	48.80	63.20
1979	19.80	37.40	48.80	74.20	117.60
1980	32.80	32.80	32.80	40.80	60.80
1984	40.20	54.00	58.40	58.40	102.00
1985	18.00	28.60	33.80	57.60	78.60
1986	13.80	26.40	38.20	49.20	53.60
1987	44.80	60.60	72.40	90.00	117.40
1988	24.50	40.90	55.50	59.90	61.00
1990	26.20	44.80	68.60	81.40	89.00
1991	58.40	115.80	130.20	133.00	133.00

1992	49.50	67.40	67.40	67.50	67.60
1995	29.00	42.20	52.00	67.40	75.20
1996	58.40	83.80	91.60	92.00	92.20
1997	18.80	24.80	31.80	34.80	45.20
1998	52.60	89.60	129.00	132.20	132.80
2000	54.40	86.60	93.20	98.40	107.00
2001	18.40	38.80	51.40	53.00	53.00
2002	23.80	45.60	51.80	70.80	106.60
2003	7.20	14.80	25.20	31.40	33.20

ALLEGATO 2

TABELLE PER IL CALCOLO DI Z_{crit} E DELLA FUNZIONE $\Phi_\alpha(z)$

n	$Z_{crit.}$			
	$\alpha = 1$	$\alpha = 4/3$	$\alpha = 3/2$	$\alpha = 5/3$
0,05	0,083	0,115	0,122	0,130
0,10	0,185	0,215	0,222	0,237
0,15	0,270	0,305	0,320	0,340
0,20	0,348	0,386	0,404	0,420
0,25	0,421	0,464	0,480	0,497
0,30	0,486	0,531	0,545	0,566
0,35	0,551	0,594	0,609	0,627
0,40	0,612	0,647	0,665	0,680
0,45	0,666	0,700	0,715	0,729
0,50	0,715	0,747	0,759	0,772
0,60	0,801	0,825	0,835	0,843
0,70	0,873	0,889	0,895	0,902
0,80	0,930	0,938	0,942	0,945
0,90	0,973	0,976	0,978	0,980

z	$\alpha = 1$			$\alpha = 1,333$			$\alpha = 1,500$			$\alpha = 1,666$		
	$\Phi_\alpha(z)$	$z^{1/\alpha} \cdot \Phi_\alpha(z)$	$\Phi_\alpha(z)$	$z^{1/\alpha} \cdot \Phi_\alpha(z)$	$\Phi_\alpha(z)$	$z^{1/\alpha} \cdot \Phi_\alpha(z)$	$\Phi_\alpha(z)$	$z^{1/\alpha} \cdot \Phi_\alpha(z)$	$\Phi_\alpha(z)$	$z^{1/\alpha} \cdot \Phi_\alpha(z)$	$\Phi_\alpha(z)$	$z^{1/\alpha} \cdot \Phi_\alpha(z)$
.01	1.00503	.01005	1.00431	.03173	1.00402	.0466	1.00377	.06326	1.00377	.06326	1.00377	.06326
.05	1.02586	.05129	1.02213	.10801	1.02064	.13852	1.01935	.1688	1.01935	.1688	1.01935	.1688
.1	1.0536	.10536	1.0458	.18589	1.04269	.22464	1.03999	.26109	1.03999	.26109	1.03999	.26109
.15	1.08345	.16251	1.07119	.25809	1.06632	.30103	1.06209	.34011	1.06209	.34011	1.06209	.34011
.2	1.11571	.22314	1.09854	.32844	1.09172	.37336	1.08583	.41325	1.08583	.41325	1.08583	.41325
.25	1.15072	.28768	1.12811	.39874	1.11917	.44414	1.11144	.48362	1.11144	.48362	1.11144	.48362
.3	1.18891	.35667	1.16024	.47021	1.14895	.51489	1.13921	.55303	1.13921	.55303	1.13921	.55303
.35	1.2308	.43078	1.19536	.54383	1.18144	.58675	1.16947	.62276	1.16947	.62276	1.16947	.62276
.4	1.27706	.51082	1.23398	.62055	1.21712	.66075	1.20265	.69387	1.20265	.69387	1.20265	.69387
.45	1.32852	.59783	1.27676	.70138	1.25659	.73791	1.2393	.7674	1.2393	.7674	1.2393	.7674
.5	1.38629	.69314	1.32456	.78748	1.30062	.81934	1.28013	.84443	1.28013	.84443	1.28013	.84443
.55	1.45183	.7985	1.37854	.88032	1.35024	.9064	1.32608	.92624	1.32608	.92624	1.32608	.92624
.6	1.52715	.91629	1.44025	.98177	1.40686	1.00081	1.37843	1.01443	1.37843	1.01443	1.37843	1.01443
.65	1.61511	1.04982	1.51192	1.09441	1.47249	1.10491	1.439	1.11113	1.439	1.11113	1.439	1.11113
.7	1.71996	1.20397	1.59684	1.22196	1.55008	1.22204	1.51048	1.21937	1.51048	1.21937	1.51048	1.21937
.75	1.84839	1.38629	1.70018	1.37014	1.64426	1.3573	1.59706	1.34378	1.59706	1.34378	1.59706	1.34378
.8	2.01179	1.60943	1.83069	1.54851	1.76288	1.51921	1.70588	1.49203	1.70588	1.49203	1.70588	1.49203
.85	2.2319	1.89711	2.00501	1.77488	1.92085	1.72361	1.85041	1.67842	1.85041	1.67842	1.85041	1.67842
.9	2.55842	2.30258	2.26106	2.08923	2.15203	2.00606	2.06129	1.93496	2.06129	1.93496	2.06129	1.93496
.92	2.74535	2.52572	2.40653	2.2606	2.283	2.15955	2.18048	2.07403	2.18048	2.07403	2.18048	2.07403
.94	2.99299	2.81341	2.59819	2.48034	2.45522	2.35601	2.33696	2.25176	2.33696	2.25176	2.33696	2.25176
.95	3.1534	2.99573	2.7218	2.61906	2.56613	2.47986	2.4376	2.36369	2.4376	2.36369	2.4376	2.36369
.96	3.35299	3.21887	2.8751	2.78839	2.7035	2.63091	2.56212	2.50011	2.56212	2.50011	2.56212	2.50011
.98	3.99186	3.91202	3.36278	3.3122	3.13955	3.09755	2.9567	2.92106	2.9567	2.92106	2.9567	2.92106
.99	4.65168	4.60516	3.86309	3.83408	3.58583	3.56189	3.35975	3.33954	3.35975	3.33954	3.35975	3.33954

z	$\alpha = 1$		$\alpha = 1.3333$		$\alpha = 1.5000$		$\alpha = 1.6666$	
	$\bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\frac{1}{z} \bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\frac{1}{z} \bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\frac{1}{z} \bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\bar{\Phi}_\alpha(z)$	$\frac{1}{z} \bar{\Phi}_\alpha(z)$
1.000	9.2094	9.2103	7.2889	7.2894	6.6347	6.6351	6.1048	6.1052
1.01	4.5595	4.6051	3.8673	3.8385	3.6195	3.5659	3.3638	3.3438
1.05	2.8530	2.9957	2.5488	2.6438	2.4219	2.5020	2.3185	2.3874
1.10	2.0932	2.3025	1.9794	2.1261	1.9242	2.0504	1.8727	1.9829
1.15	1.6496	1.8971	1.6489	1.8312	1.6311	1.7904	1.6097	1.7506
1.2	1.3412	1.6094	1.4162	1.6238	1.4245	1.6086	1.4239	1.5886
1.3	.92613	1.2039	1.0972	1.3359	1.1396	1.3574	1.1667	1.3657
1.4	.65449	.91628	.80228	1.1356	.94591	1.1837	.99074	1.2124
1.5	.46209	.69314	.72519	.98299	.80303	1.0522	.85998	1.0969
2.0	-.00001	-.00002	.31419	.52848	.41961	.66609	.50227	.76143
2.5	-.16219	-.40548	.14053	.27946	.24924	.4591	.33735	.58471
3.0	-.23105	-.69316	.04894	.11158	.15477	.32192	.24263	.46917
3.5	-.26180	-.91630	-.00518	-.01325	-.09602	.22135	.1817	.38542
4.0	-.27466	-.1.09863	-.03946	-.11164	.05677	.14304	.1396	.32082
4.5	-.27839	-.1.25278	-.06221	-.19225	.07955	.10901	.26888	.26888
5.0	-.27726	-.1.38631	-.07778	-.26015	.00908	.02656	.08596	.22586
6.0	-.26855	-.1.61130	-.09669	-.37069	-.01783	-.05887	.05360	.15707
7.0	-.25638	-.1.79463	-.10620	-.45704	-.03405	-.12460	.03261	.10481
8.0	-.24167	-.1.94940	-.11085	-.52731	-.04436	-.17745	.01815	.06320
9.0	-.23148	-.2.08332	-.11282	-.58623	-.05115	-.22129	.00775	.02897
10.0	-.22014	-.2.20138	-.11323	-.63673	-.05570	-.25852	.00013	.00013
13.0	-.19177	-.2.49307	-.11048	-.75641	-.06250	-.34555	-.01431	-.06669
16.0	-.16988	-.2.71807	-.10541	-.84328	-.06417	-.40745	-.02147	-.11337
19.0	-.15271	-.2.90140	-.10007	-.91072	-.06386	-.45472	-.02538	-.14856
22.0	-.13892	-.3.05616	-.09503	-.96539	-.06273	-.49254	-.02760	-.17640
25.0	-.12760	-.3.19009	-.09043	-.1.01109	-.06126	-.52378	-.02887	-.19920
30.0	-.11268	-.3.38037	-.08375	-.1.07361	-.05862	-.56601	-.02984	-.22971
35.0	-.10115	-.3.54011	-.07810	-.1.12391	-.05603	-.59949	-.03004	-.25362
40.0	-.09194	-.3.67774	-.07329	-.1.16570	-.05361	-.62697	-.02985	-.27306
45.0	-.08441	-.3.79866	-.06914	-.1.20127	-.05139	-.65012	-.02947	-.28929
50.0	-.07813	-.3.90650	-.06553	-.1.23211	-.04937	-.67000	-.02899	-.30313
55.0	-.07280	-.4.00382	-.06235	-.1.25925	-.04753	-.68735	-.02846	-.31512
60.0	-.06821	-.4.09249	-.05953	-.1.28342	-.04585	-.70268	-.02791	-.32566
65.0	-.06421	-.4.17392	-.05701	-.1.30516	-.04431	-.71637	-.02737	-.33501
70.0	-.06070	-.4.24922	-.05475	-.1.32487	-.04290	-.72871	-.02683	-.34340
80.0	-.05481	-.4.38475	-.05083	-.1.35965	-.04040	-.75017	-.02581	-.35793
90.0	-.05005	-.4.50423	-.04754	-.1.38920	-.03826	-.76832	-.02487	-.37008
100.0	-.04611	-.4.61091	-.04474	-.1.41486	-.03639	-.78393	-.02400	-.38046
110.0	-.04279	-.4.70729	-.04232	-.1.43746	-.03474	-.79757	-.02320	-.38946
120.0	-.03996	-.4.79518	-.04020	-.1.45760	-.03328	-.80963	-.02247	-.39737
130.0	-.03751	-.4.87595	-.03833	-.1.47573	-.03197	-.82041	-.02179	-.40441
140.0	-.03536	-.4.95068	-.03666	-.1.49219	-.03079	-.83013	-.02117	-.41072
150.0	-.03347	-.5.02021	-.03516	-.1.50722	-.02972	-.83896	-.02060	-.41642

BIBLIOGRAFIA

Milano V. – Costruzioni idrauliche Vol.I – SEU, Pisa, 2002

Milano V. – Costruzioni idrauliche Vol. III – SEU, Pisa, 2002

Roberson J., Cassidy J., Chaudhry H. – Hydraulic engineering 2nd ed. - John Wiley & Sons, Inc., US, 1998

Peruginelli A. – Idraulica – SEU, Pisa, 2001

Mosiello U. – Idrologia Tecnica – La Goliardica Pavese s.r.l., Pavia, 1999

Marchetti G. – Tesi di Laurea “Progetto di sistemazione del bacino di bonifica Massaciuccoli-Lucchese” – Pisa, 2007-12-08

HEC-RAS Hydraulic Reference Manual version 3.1 – U.S. Army Corp of Engineers, 2002

Engineering and Design-Conduits, Culverts and Pipes – U.S. Army Corps of Engineering, 1998

Hydraulic Design of Highway Culverts – U.S. Department of Transportation, 2001